

SEZNAM PŘÍLOH

D.1.2 Stavebně konstrukční řešení

D.1.2.a Technická zpráva

D.1.2.b Výkresová část

D.1.2.b1 Výztuž základů – půdorys a řezy

D.1.2.b2 Výztuž základů – řezy, stěna u vstupu

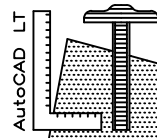
D.1.2.b3 Výztuž stropu a věnců

D.1.2.b4 Výztuž stropu a věnců

D.1.2.c Statické posouzení

D.1.2.d Plán kontroly spolehlivosti konstrukcí

20.5.2024



ZODP.PROJEKTANT	VYPRACOVAL	AUTORIZOVAL	–	PROJEKCE Ing.LUŽNÝ Miroslav ÚJEZD 9a, 796 01 PROSTĚJOV IČO:72489812 DIČ:CZ6608251606 ☎ 730 150218	
ING.LUŽNÝ Miroslav	ING.LUŽNÝ Miroslav	ING.LUŽNÝ Miroslav	–		
INVESTOR	Město Velké Meziříčí, Radnická 29/1, 594 01 Velké Meziříčí			FORMÁT A4 DATUM V.2024 ČÍS.ZAKÁZKY 30–2024 ÚČEL REALIZACE	
MÍSTO STAVBY	parc. č. 3800/16, 3812, kat. úz. Velké Meziříčí				
AKCE: NOVOSTAVBA OBJEKTU DĚTSKÁ SKUPINA VELKÉ MEZIŘÍČÍ				MĚŘÍTKO	ČÍSLO VÝKRESU
DĚTSKÁ SKUPINA				–	D.1.2
OBSAH: D.1.2 Stavebně konstrukční řešení					
TECHNICKÁ ZRÁVA+STATICKE POSOUZENÍ					

OBSAH:

D. DOKUMENTACE OBJEKTŮ - D.1. Dokumentace stavebních nebo inženýrských objektů

1.2	Stavebně konstrukční řešení.....	3
1.2.a	Technická zpráva	3
1.2.a.a	Popis navrženého konstrukčního systému stavby, výsledky průzkumu stávajícího stavu nosného systému stavby při návrhu její změny	3
1.2.a.b	Navržené výrobky, materiály a hlavní konstrukční prvky.....	3
1.2.a.c	Hodnoty užitných, klimatických a dalších zatížení uvažovaných při návrhu konstrukce	6
1.2.a.d	Návrh zvláštních, neobvyklých konstrukcí, konstrukčních detailů, technologických postupů	6
1.2.a.e	Technologické podmínky postupu prací , které by mohly ovlivnit stabilitu vlastní konstrukce, případně sousední stavby	6
1.2.a.f	Zásady pro provádění bouracích a podchycovacích prací a zpevňovacích konstrukcí či prostupů.....	6
1.2.a.g	Požadavky na kontrolu zakrývaných konstrukcí	6
1.2.a.h	Seznam použitých podkladů, ČSN, technických předpisů, odborné literatury, software	7
1.2.a.i	Specifické požadavky na rozsah a obsah dokumentace pro provádění stavby, případně dokumentace zajišťované jejím zhotovitelem	7
1.2.b	Výkresová část	7
1.2.c	Statické posouzení.....	7
1.2.c.a	Ověření základního koncepčního řešení nosné konstrukce	7
1.2.c.b	Posouzení stability konstrukce	7
1.2.c.c	Stanovení rozměrů hlavních prvků nosné konstrukce včetně jejího založení	8
1.2.c.d	Statický výpočet, popř. dynamický výpočet, pokud na konstrukci působí dynamické namáhání	8
1.2.d	Plán kontroly spolehlivosti konstrukcí	8

D. DOKUMENTACE OBJEKTŮ - D.1. Dokumentace stavebních nebo inženýrských objektů

1.2 Stavebně konstrukční řešení

1.2.a Technická zpráva

Technická zpráva a statické posouzení bylo zpracováno pro stavební povolení. Pro realizaci byly provedeny drobné změny a doplnění statického výpočtu. Do strany 50 je původní statický výpočet pro stavební povolení a dále následují doplňky a změny pro realizaci. Změny oproti stavebnímu povolení budou v technické zprávě napsány kurzívou.

1.2.a.a Popis navrženého konstrukčního systému stavby, výsledky průzkumu stávajícího stavu nosného systému stavby při návrhu její změny

Statické posouzení řeší novostavbu objektu pro dětskou skupinu ve Velkém Meziříčí. Jedná se o výstavbu na zelené louce. Objekt bude přízemní bez podsklepení. Nosný systém bude tvořen podélnými a příčnými stěnami s cihelných bloků. Stropní konstrukce ze železobetonových předpjatých panelů. Pomocné nosné konstrukce ze železobetonu. Založení na základových pasech. Střešní konstrukce plochá s mírným spádem.

Nedaleko prostoru výstavby byl proveden Hydro geologický posudek. Zhotovitel Ing. Zdeněk Bouček, Ph.D., MBA, (odborná způsobilost v hydrogeologii a geologických prací. Č. 1435/2001), červenec 2022. Z tohoto posudku bylo čerpáno pro stanovení nosnosti základové půdy.

1.2.a.b Navržené výrobky, materiály a hlavní konstrukční prvky

Základové poměry

Podle geologické mapy v měřítku 1 : 50 000, list č. 24-31 Velké Meziříčí (Misař a kol. 1993) a list č. 23-42 Třebíč (Veselá 1987), je skalní podloží na lokalitě budováno porfyrickými amfibolbiotitickými melanokratickými žulami až melanokratickými křemennými syenity trebičského masívu, zvanými durbachity. Tyto horniny jsou tmavě šedé až černošedé barvy, středně zrnité, porfyrické (s vyrostlicemi draselného živce). Jsou masivní, někdy se znaky proudové textury. V předmětné lokalitě a obecně v severní části trebičského masívu se velmi často horniny durbachitů dostávají až k povrchu terénu, neboť průběh skalního podloží je kromě tektoniky významně modelován také selektivním mrazovým zvětráváním.

Horniny skalního podloží jsou směrem k povrchu rozpukané a rozložené v charakteristická balvanitá, šterkovitá a hrubě písčité eluvia, přecházející v písčitohlinitá deluvia, jež jsou kryta svrchními hlinitými horizonty.

Hladina podzemní vody byla v průběhu průzkumných prací pro zasakování na lokalitě zastižena v hloubce > 2,50 m pod terénem.

Pro ověření geologických podmínek na lokalitě byly dne 10. 6. 2022 vyhloubeny 2 průzkumné sondy s označením KS-1 do hloubky 3,00 m pod terénem a KS-2 do hloubky 2,00 a 1,50 m pod terénem. Dle ČSN EN ISO 14688-2 je zemina v sondě KS-1 zaříděna jako saGr a v sondě KS-2 jako grSa. Dle ČSN 736133 byly zeminy zařazeny jako šterk s příměsí jemnozrnné zeminy a písek dobře zrněný.

Dle ČSN 731001 se jedná o G3 – šterk s příměsí jemnozrnné zeminy a o S1 – písek s příměsí jemnozrnné zeminy. Tabulková únosnost 300kPa při hloubce založení 1m a šířce základu 0,5m.

Zemní práce, hutnění podsypy, materiál

Při provádění výkopů je nezbytné respektovat požadavky ČSN 733050 – Zemné práce. Všeobecné ustanovení, s účinností od 01.09.1987, články 141 až 151a normy, které tuto nahrazují - normy ČSN 73 6133 Návrh a provádění zemního tělesa pozemních komunikací a ČSN EN 1610 Provádění stok a kanalizačních přípojek a jejich zkoušení.

Výkopy provedeny do nezámrzné hloubky. Nové pasy budou betonovány přímo do výkopu. V horní části pasu použity tvárnice ztraceného bednění. Pas bude spojen s podkladním betonem.

V rámci celé lokality lze počítat s I. třídou těžitelnosti podle ČSN 736133, která nahrazuje původní ČSN 733050 - Zemní práce – podle této normy je lze počítat převážně s 3. třídou těžitelnosti.

Sklony stěn dočasných výkopů v šterkových a písčitých zeminách do hloubky cca 1 m je možno volit v poměru 1:0,5. V případě hlubších výkopů je nutné počítat s pažením stěn výkopů.

Při zemních pracech dodržet následující opatření:

- Zásypy kolem objektu budou prováděny nepropustnými zeminami aby bylo zamezeno přístupu srážkových vod pod základy
- Terénní úpravy provádět s důkladným odpádiváním od objektu

- Srážkové vody odvedeny - do vsakování dle návrhu projektanta. Umístění co nejdál od objektu, aby nedošlo k podmáčení objektu. Umístění po spádu od budovy.
- Založení musí být provedeno do rostlého terénu. Ne do navážky nebo do násypu. Tomu bude upravena skutečná hloubka založení.
- Násypy mezi pasy budou prováděny do výšky 300mm pod podlahovou desku z nesoudržných zemin. Hutnění po vrstvách 150mm.
- Poslední dvě vrstvy z hutněné šterkodrtě fr. 0-32mm – 2x15cm
- Provádění zemních prací směřovat do klimaticky vhodných měsíců. Dbát na to, aby do výkopu nenapršelo. V případě natečení vody do výkopu nutno bahno vytěžit a nahradit hutněným násypem z nesoudržných zemin nebo prostým betonem C12/15.
- Neprovádět kolem objektu drenáž, pokud není zajištěn trvalý odtok vody z drenáže do vodoteče nebo kanalizace.
- všechny zásypy a podsypy musí být zhutněny na předepsanou hodnotu modulu Edef,2 a míru zhutnění dle poměru modulů Edef,2/ Edef,1,
- Minimální hodnota Edef,2 ≥ 50 MPa, poměr Edef,2/ Edef,1 $\leq 2,4$

Základové konstrukce

Základové konstrukce provedeny z vyztuženého betonu C16/20 XC2. Spodní základ výšky 600mm betonovaný přímo do výkopu popř. do příložného bednění v horní části. Vyztužení navrženo vázanou výztuží v celé ploše základových pasů. V místě velkých otvorů sahajících až k zemi bude výztuž doplněna dalšími pruty. Dovyztužení vázanou výztuží v místě rožků a kolmých napojení základových pasů. Přes základové pasy bude provedena podlahová deska tl. 150mm. Vyztužení základového pasu navrženo z důvodu velkých otvorů sahajících až k zemi.

Pod základovými pasy doporučujeme provést ochranný a vyrovnávací beton. Navržen z betonu C12/15. tloušťka betonu 50mm. Sloužit bude pro uložení výztuže základových pasů. Hloubky založení bude min. 1m pod upravený terén a zároveň min. 60cm do rostlého terénu po odstranění ornice. Pokud se v místě základových pasů objeví násypy nebo prohlubně s méně únosnou základovou půdou, budou tyto nevhodné zeminy vytěženy a nahrazeny opět betonem C12/15 až do spodní úrovně základového pasu. Základová spára bude po vykopání zasypána šterkem fr. 32/64 ve vrstvě tl. 50mm se zahutněním do podkladu.

Šířka základového pasu je závislá na umístění. U obvodových stěn tl. 300mm a u vnitřních stěn tl. 300mm navržen základový pas 600/600mm Pas bude vyztužen u spodního a horního okraje 4øR12 a třmínky čtyřstranné øR8 po 400mm. U velkých otvorů v herně – 5m rozpětí bude u horního okraje umístěna výztuž 5øR16 přesahující otvor o 50cm. Dále budou navazovat 4øR12. Třmínky budou zahuštěny na 300mm.

U vnitřních stěn tl. 250mm navržen základový pas 400/600mm Pas bude vyztužen u spodního a horního okraje 4øR12 a třmínky čtyřstranné øR6 po 400mm. U venkovní betonové stěny u vstup navržen základový pas šířky 400mm ukončený pod železobetonovou stěnou (nebudou použity tvárnice ztraceného bednění). Tomu bude upravený výztuž pasu. Na koncích stěn, kde jsou vyztužené piliře, bude za základu vytažena stejná výztuž jako ve stěně.

Spodní pasy budou betonovány přímo do výkopu. Na ně budou uloženy dvě řady tvárnice ztraceného bednění. Z pasu budou do tvárni a až do podkladního betonu vytaženy dva pruty øR10 a R12 po 400mm. Na tyto pruty budou tvárnice nasazeny. Do spár budou vloženy dva pruty øR8 .

Pasy provedeny z betonu C16/20 XC2

Vázaná výztuž B500B (øR)

Krytí výztuže 50mm

Ochranný beton C12/15

Podkladní beton bude tvořen železobetonovou deskou tl. 150mm. Deska bude uložena na základových pasech. V ploše budou použity svařované síť KARI 6x100/100mm. Síť bude uložena u obou krajů desky. U spodního okraje položena v celé ploše. U horního okraje uložena nad základovým pasem. U krajního pasu pruh šíře 1,0m a u vnitřního pasu pruh sítě šíře 2,0m. Přesahy sítě v místě napojování 4 oka (400mm). Napojení sítě na vázanou výztuž a stykování prutů vázané výztuže s přesahem 600mm. Na tuto podlahovou desku možno vyzdít příčky do tl. 15cm. Stěny a příčky větší tloušťky budou mít samostatný základ.

Deska provedena z betonu C20/25 XC2

Vyztuženy sítí Kari 6x100/100mm

Vázaná výztuž B500B (øR)

Krytí výztuže 50mm nechráněný povrch.

Krytí výztuže 40mm chráněný povrch.

Všechny monolitické konstrukce musí být provedeny tak, aby splňovaly podmínky ČSN 730210-2-Geometrická přesnost ve výstavbě. Podmínky provádění, část 2: Přesnost monolitických konstrukcí 09/1993.

Svislé konstrukce

Svislé nosné konstrukce domu jsou zděné z cihelných bloků. Navrženy broušené cihly Porotherm 30 u obvodových stěn, a Porotherm 30 a 24 Profi u vnitřních a ztužujících stěn. Pevnost cihel P10 na tenkovrstvou lepicí maltu. Možno použít obdobné materiály.

Stěny 1.NP budou ukončeny pozedním věncem. Věnc 300/200mm a 250/200mm bude proveden po celém obvodě a na vnitřních a ztužujících stěnách. Beton C25/30 XC1. Vyztužen 4øR12 a třmínky øR6 po 300mm. Krytí výztuže 35mm. Na věnc bude kladena stropní konstrukce z předpjatých panelů. V místě otvorů 2m a více bude u spodního okraje doplněn další prut øR12 přesahující otvor o 500mm na každou stranu.

Překlady nad okny a dveřmi budou z keramických systémových překladů. Nad překlady bude vždy probíhat pozední věnc. U velkého rozpětí okenních otvorů - 5m nejsou překlady KP7 schopny přenést zatížení. Tam kde bude nad tímto otvorem umístěn železobetonový překlad. Překlad rozměru 300/750mm bude navazovat na věnc sloužící u uchycení stříšky nad vstupem. Průvlak bude vyztužen 5øR12 u spodního okraje a 2øR12 u horního okraje. Třmínky øR6 po 200mm. Beton C25/30 XC1. Do průvlaku kotvena stříška nade dveřmi.

Stříška bude tvořena dřevěným rámem z prken 40/140mm. Prkna kotvená do věnce budou umístěna kolmo na věnc po 833mm. Vyložení 800mm. V čele budou spojena prknem 40/140. Kotvení bude provedeno pomocí ocelového U z pásoviny 350/140/4mm. Ocelová botka bude kotvena do věnce pomocí chemických kotev Hilti HIT-HY 200, šroub HIT-V-5,8; M10. Každá botka 2x chemická kotva – osová vzdálenost 100mm a vzdálenost od okraje betonu 80mm. Hloubky kotvení 100mm. Do botky tvaru U bude zasunuto prkno 40/140 a sešroubováno dvěma svorníky 12. Konec prkna bude proti vylomení zajištěn přivařenou pásovinou 50/30/5mm umístěnou nahoře na botku ve tvaru U. Kotvení bude provedeno do betonu. Obaleno bude minerální vatou v tl. 200mm, pro zamezení tepelného mostu. Dřevěný rám opláštěn OSB deskami. Zesponu a z boku provedena omítka a shora oplechování. Pro zvýšení tepelné ochrany možno prostor mezi prkny vyplnit další vatou.

Pozední věnce a pra průvlaky z betonu C25/30 XC1

Vázaná výztuž B500B (øR), pruty . øR6, øR10, øR12, øR16

Krytí výztuže 35mm chráněný povrch.

Strop

Stropní konstrukce tvořící nosnou konstrukci střechy nad 1.NP provedena ze stropních předpjatých panelů. *Tl. stropní konstrukce 160mm.* Panely uloženy na pozedním věnci 100mm.

Nová stropní konstrukce nad 1.NP u rozpětí max. 5,675m s fotovoltaickými panely navržena z předpjatých stropních panelů Spiroll PPD 171 (nebo obdobný panel stejných vlastností). Tloušťka stropu 160mm. Uložení na pozedním věnci 100mm. U rozpětí do 4m i s fotovoltaikou navržen panel Spiroll PPD 167. V úrovni stropu bude proveden obručový věnc. Do spár mezi panely bude vložen prut øR10 s hákem na konci. Po obvodě budou uloženy dva pruty øR10 spojené sponkami po 300mm. Vše zalito betonem C25/30 XC1.

U vstupu bude umístěna železobetonová konstrukce stříšky navazující na betonovou stěnu. Stěna tl. 200mm. Kraje stěny budou tvořit nosnou konstrukci. Budou zde umístěny skryté sloupy 200/300mm. Vyztužení 4øR12 a třmínky øR6 po 200mm. V celé ploše stěny u obou okrajů bude umístěna KARI síť 6x200/200mm. V místě kruhových otvorů vystřižená. Vrchol stěny bude tvořit skrytý průvlak rozměru 200/400mm. Vyztužen 2øR12 nahoře a 3øR12 dole. Třmínky øR6 po 200mm. Na tento skrytý průvlak bude navazovat železobetonová střecha. Tl. 250mm. Vyztužena u obou okrajů svařovanou sítí Kari 8x100/100mm. Krytí výztuže 40mm.

Pro uložení stropu na obvodovou stěnu budovy budou využity nosníky Isokorb (nebo obdobný nosník stejných vlastností) z důvodu přerušení tepelných mostů. Umístění a typy izolačních nosníků jsou uvedeny na schématu stříšky. Zde je také zakresleno umístění výztuže.

Deska a stěna z betonu C25/30 XC1

Vyztužení stěny sítí Kari 6x200/200mm

Vyztužení stropu sítí Kari 8x100/100mm

Vázaná výztuž B500B (øR)

Krytí výztuže 40mm nechráněný povrch.

Na atice bude proveden ukončující věnc 300/150mm, beton C20/25 XC1 s vyztužením 2øR12 a sponkami øR6 po 300mm

Schodiště - V objektu se schodiště nevyskytuje. Jedná se o přízemní objekt.

Střecha

Nosná konstrukce střechy z předpjatých železobetonových panelů. Na ni provedena spádová vrstva z polystyrenu a krytina z PE fólie.

Výše popsané konstrukce jsou dále doplněny textem přímo u posouzení jednotlivých prvků ve statickém výpočtu.

1.2.a.c Hodnoty užitných, klimatických a dalších zatížení uvažovaných při návrhu konstrukce

- | | |
|-------------------------------|--|
| – Sníh –III. Sněhová oblast | $s_0 = 1,24 \text{ kN/m}^2$ |
| – Užité zatížení podlahy 1.NP | kategorie C, školy, školky
$C1 - q_k = 3 \text{ kN/m}^2 \quad (300 \text{ kg/m}^2)$ |
| – Vitr -II. oblast | $v_{b0} = 25 \text{ m/s}$ |

1.2.a.d Návrh zvláštních, neobvyklých konstrukcí, konstrukčních detailů, technologických postupů

U železobetonových konstrukcí dbát na správném uložení výztuže. Dodržet přesahy nosných prutů. Dbát na dodržení krytí výztuže zejména v základových konstrukcích.

Při použití prefabrikovaných dílců (překlady, ztracené bednění, stropní panely, desky PZD ...) dbát technologického předpisu výrobce na zabudování výrobků na stavbě.

U ocelových konstrukcí pozor aby nosník neprocházel ze studeného prostředí do teplého – dochází ke kondenzaci.

Ve stropní konstrukci na 1.NP budou provedeny otvory pro odvětrání kanalizace. Jedná se o malé prostupy, které budou vedeny na osu kruhových dutin. Prováděním otvoru nesmí být porušen nosný prut. Případné větší otvory budou předem konzultovány s výrobcem stropních panelů.

1.2.a.e Technologické podmínky postupu prací , které by mohly ovlivnit stabilitu vlastní konstrukce, případně sousední stavby

Stěny ukončit pozedním věncem. Dbát na správné vyvázání výztuže věnců zejména v rozích a kolmých napojeních.

V úrovni stropní konstrukce provést obručový věnec. Při kladení stropních panelů a při jejich manipulaci dodržet technologický předpis výrobce.

Jedná se o samostatně stojící objekt. Sousední stavby nebudou dotčeny

1.2.a.f Zásady pro provádění bouracích a podchycovacích prací a zpevňovacích konstrukcí či prostupů

Při provádění stavby je třeba dodržovat :

Zákon č. 309/2006 kterým se upravují další požadavky bezpečnosti a ochrany zdraví při práci v pracovněprávních vztazích a o zajištění bezpečnosti a ochrany zdraví při činnosti nebo poskytování služeb mimo pracovní právní vztahy (zákon o zajištění dalších podmínek bezpečnosti a ochrany zdraví při práci)

NV č.591/2006 o bližších minimálních požadavcích na bezpečnost a ochranu zdraví při práci na staveništích

Jedná se o novostavbu, bourací práce nebudou prováděny.

1.2.a.g Požadavky na kontrolu zakrývaných konstrukcí

Před provedením betonáže základových pasů a patek a podlahové desky bude provedena kontrola uložení a provedení výztuže. Zejména krytí výztuže, prostorové uspořádání a přesahy nosných prutů .

Před provedením betonáže věnců, průvlaků, dobetonávek a dalších vyztužených železobetonových konstrukcí bude provedena kontrola uložení a provedení výztuže. Zejména krytí výztuže, prostorové uspořádání a přesahy nosných prutů .

Před zakrytím ocelových konstrukcí bude provedena důkladná kontrola pospojování ocelových profilů. Překontrolovat, zda jsou provedeny konstrukční sváry po obvodě celého připojovaného prvku. Pozor, aby konstrukce nezůstaly spojeny pouze montážním svárem. Provést nátěr ocelových konstrukcí.

U dřevěných prvků překontrolovat spojení prvků, dotažení spojovacích přípravků. Konstrukce opatřit nátěrem proti škůdcům, plísním a houbám

Před provedení zabetonování stropních panelů překontrolovat uložení obručové výztuže. Překontrolovat délku uložení panelů na pozdním věnci (min. 10cm)

1.2.a.h Seznam použitých podkladů, ČSN, technických předpisů, odborné literatury, software

- Podklady a požadavky investora
- Podklady a požadavky dodané projektantem stavby Style studio s.r.o., Újezd 9a, Prostějov.
- Hydro geologický posudek. Zhotovitel Ing. Zdeněk Bouček, Ph.D., MBA, (odborná způsobilost v hydrogeologii a geologických prací. Č. 1435/2001), červenec 2022
- ČSN EN 1990 – Zásady navrhování konstrukcí
- ČSN EN 1991 – Zatížení konstrukcí
 - 1991-1-1 Objemové tíhy, vlastní tíha a užitná zatížení pozemních staveb
 - 1991-1-3 Zatížení sněhem
 - 1991-1-4 Zatížení větrem
- ČSN EN 1992 – Navrhování betonových konstrukcí
 - 1992-1-1 Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby
- ČSN EN 1993 – Navrhování ocelových konstrukcí
 - 1993-1-1 Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby
- ČSN EN 1995 – Navrhování dřevěných konstrukcí
 - 1995-1-1 Obecná pravidla - Společná pravidla a pravidla pro pozemní stavby
- ČSN EN 1996 – Navrhování zděných konstrukcí
 - 1996-1-1 Obecná pravidla pro vyztužené a nevyztužené zděné
- ČSN ISIO 13822 (ČSN 73 0038) – Zásady navrhování konstrukcí – Hodnocení existujících konstrukcí

1.2.a.i Specifické požadavky na rozsah a obsah dokumentace pro provádění stavby, případně dokumentace zajišťované jejím zhotovitelem

Projektová dokumentace je součástí stavebního řešení..

1.2.b Výkresová část

Samostatná příloha – výkresová dokumentace

1.2.c Statické posouzení

1.2.c.a Ověření základního koncepčního řešení nosné konstrukce

- Nosné konstrukce objektu jsou zděné z cihelných bloků
- Základové konstrukce tvořeny pasy s vyztužením vázanou výztuží
- Podkladní beton tl. 150mm s vyztužením sítí Kari 6x100/100mm
- Stropní konstrukce ze žel.bet. předpjatých panelů tl. 165mm
- Pozdní věnec výšky 200mm vyztužený 4ØR 12 a třmínky R6 po 300mm + úpravy v místě překladů.
- Železobetonové překlady a průvlaky
- Železobetonová monolitická konstrukce u vstupu do budovy

1.2.c.b Posouzení stability konstrukce

Stabilita zděného objektu bude zajištěna následujícími úpravami:

- Dodržet rozměry a umístění nosných prvků dle projektové dokumentace.
- Provedením základových pasů pod stěnami objektu a jejich vyztužení vázanou výztuží. V exponovaných místech (otvory sahající až k podlaze) dovyztužení dalšími pruty
- Založení do únosné vrstvy min. 1m pod terénem
- Ukončení stěn pozdním věncem a provedení věnce na všech nosných stěnách a příčných stěnách tl. větší jak 150mm. Důkladné vyvázání rožků

- Uložením stropních panelů na pozedním věnci. Min délka uložení 100mm do cementové malty.
- Vyztužení věnce další výztuží v místě velkých otvorů ve stěnách
- Provedení záhlívkové výztuže mezi panely a po obvodě stropních panelů v jejich úrovni.

1.2.c.c Stanovení rozměrů hlavních prvků nosné konstrukce včetně jejího založení

- Založení do nezamrzé hloubky min. 1000mm pod upravený terén
- Vnitřní základový pas pod stěnou šíře 300mm a u obvodových stěn 600/600mm + tvárnice ztraceného bednění
- Vnitřní základový pas pod stěnou šíře 250mm 400/600mm + tvárnice ztraceného bednění
- Základový pas pod železobetonovou stěnou 400/800mm bez tvárnice ztraceného bednění
- Obvodové nosné stěny z cihelných bloků např. Porotherm 30 profi P10 na tenkovrstvou maltu
- Vnitřní nosné a ztužující stěny z cihelných bloků např. Porotherm 24 a 30 Profi P10 na tenkovrstvou maltu
- *Stropní předpjaté panely nad 1.NP např. Spiroll PPD 171 u rozpětí 6m s fotovoltaiou a Spiroll PPD u rozpětí 4m i s fotovoltaiou (nebo Goldbeck SPH 16097 tl. 165mm)*
- Pozední věnec 300/200mm a 250/200mm
- Překlady nad otvory z keramických překladů. Nad překladem bude vždy proveden pozední věnec
- U velkých rozpětí překladů nad 2m bude dovyztužen pozední věnec procházející nad překladem.
- Železobetonový monolitický průvlak 300/750mm nad otvory rozponu 5m
- Dřevěná konstrukce stříšky nad vstupu + ocelové kotvící přípravky a chemické kotvy
- Železobetonová stěna u vstupu tl. 200mm, železobetonová stropní konstrukce u vstupu tl. 250mm.

1.2.c.d Statický výpočet, popř. dynamický výpočet, pokud na konstrukci působí dynamické namáhání

Dynamické namáhání se nevyskytuje

Obsah statického výpočtu:

- Zatížení
- Střešní koinstrukce
- Stříška u vstupu
- Ukotvení stříšky do budovy
- Boční stěna u vstupu
- Průvlaku herny
- Dřevěné stříšky
- Zdivo
- Vnitřní stěna 250mm
- Věnce
- Základy
- *Stropní panely Spiroll*
- *Kotvení žebříku na střechu do zděné stěny a věnců*

1.2.d Plán kontroly spolehlivosti konstrukcí

Konstrukce pozemních staveb jsou stavěny s předpokládanou dobou životnosti 50let. Tato doba životnosti předpokládá pravidelnou údržbu a kontrolu spolehlivosti objektu a konstrukcí.

Pro ocelové konstrukce je předepsaná dle „ČSN 73 2604 – Ocelové konstrukce – Kontrola a údržba ocelových konstrukcí pozemních a inženýrských staveb“ běžná 5letá kontrolní prohlídka a podrobná prohlídka po 10ti letech. Na základě těchto prohlídek se stanovuje údržba ocelových konstrukcí. Při pravidelné údržbě je doba užívání 50 let dosažitelná bez speciálních opatření. Po uplynutí této doby se doporučuje provedení revitalizace celého objektu. Tím i případné výměny ocelových konstrukcí.

Při provádění betonových konstrukcí dodržovat EN 13670-1 Provádění betonových konstrukcí. Dále pak ČSN 73 0212 Geometrická přesnost při výstavbě – Kontrola přesnosti- Část 3 – Pozemní stavební objekty. Pro kontrolu betonových konstrukcí platí EN 1504 –1 až 10 Výrobky a systémy pro ochranu a opravy betonových konstrukcí – Definice, požadavky, kontrola kvality a hodnocení shody. V soustavě těchto norem jsou specifikovány systémy a výrobky pro ochranu a opravu betonových konstrukcí. V normě EN 1504 – 10 Výrobky a systémy pro ochranu a opravy betonových konstrukcí – Definice, požadavky, kontrola kvality a hodnocení shody- Část 10: Použití výrobků a systémů a kontrola kvality provedení, je definováno a stanoveno používání těchto výrobků a systémů na staveništích a kontrola kvality provedení. Pro monolitické betonové konstrukce platí ČSN 73 2480 Provádění a kontrola montovaných betonových konstrukcí.

Požadované úrovně spolehlivosti u dřevěných konstrukcí se mají přednostně dosáhnout vhodnou volbou řízení jakosti při navrhování a provádění podle EN 1990:2002 příloha C.

ZATÍŽENÍ SNĚHEM

Zatížení sněhem na střechách

$$s = \mu_1 C_e C_t s_k$$

μ_1 - tvarový součinitel zatížení sněhem (na střeše nejsou uvažovány háky proti sklouzávání sněhu)

sklon střechy $\alpha = 3^\circ$

úhel sklonu střechy α	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
μ_1	0,8	$0,8(60 - \alpha)/30$	0
μ_2	$0,8 + 0,8\alpha/30$	1,6	0

$$\mu_1 = 0,8$$

$$\mu_2 = 0,88$$

$$C_e - \text{součinitel expozice} \quad C_e = 1$$

$$C_t - \text{tepelný součinitel} \quad C_t = 1$$

s_k - charakteristická hodnota zatížení sněhem na zemi

sněhová oblast	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII
s_k (kN/m ²)	0,7	1,0	1,5	2,0	2,5	3,0	4,0	>4,0

$$s_k = 1,24 \text{ kN/m}^2$$

$$Y_f - \text{součinitel zatížení} \quad Y_f = 1,5$$

$$s = 0,8 \times 1,0 \times 1,0 \times 1,2 = 0,99 \text{ kN/m}^2 \quad 1,5 = 1,49 \text{ kN/m}^2$$

$$q = \cos 3^\circ \times 0,99 = 0,991 \text{ kN/m}^2 \times 1,5 = 1,49 \text{ kN/m}^2 \text{ (zatížení po délce prutu)}$$

STROP-Spirol 165mm

	tl. (m)	r (kN/m ³)	r (kN/m ²)	char. (kN/m ²)	γ_f	návrhové kN/m ²
kamenivo	0,06 x	20	=	1,200 x	1,35	= 1,620 kN/m ²
Fólie			0,050 =	0,050 x	1,35	= 0,068 kN/m ²
Fólie			0,050 =	0,050 x	1,35	= 0,068 kN/m ²
izolace	0,350 x	0,5	=	0,175 x	1,35	= 0,236 kN/m ²
Fólie			0,050 =	0,050 x	1,35	= 0,068 kN/m ²
kazetový podhled			0,2 =	0,200 x	1,35	= 0,270 kN/m ²

$$\text{Celkem skladba stropu} \quad 1,725 \text{ kN/m}^2 \quad 2,329 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{vlastní hmotnost} \quad 2,700 = 2,700 \times 1,35 = 3,645 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Celkové zatížení pro základy} \quad 5,97 \text{ kN/m}^2$$

STROP-železobetonový u vstupu

	tl. (m)	r (kN/m ³)	r (kN/m ²)	char. (kN/m ²)	γ_f	návrhové kN/m ²
želbet. strop	0,250 x	25	=	6,250 x	1,35	= 8,438 kN/m ²

$$\text{Celkem skladba stropu} \quad 6,250 \text{ kN/m}^2 \quad 8,438 \text{ kN/m}^2$$

Dřevěná stříška

	tl. (m)	r (kN/m ³)	r (kN/m ²)	char. (kN/m ²)	γ_f	návrhové kN/m ²
oplechování	0,001 x	78,5	=	0,079 x	1,35	= 0,106 kN/m ²
deska OSB 2x	0,036 x	6	=	0,216 x	1,35	= 0,292 kN/m ²
omítka	0,020 x	14	=	0,280 x	1,35	= 0,378 kN/m ²
				0,575 kN/m ²		0,776 kN/m ²

$$\text{fošna} \quad 0,15 \times 0,16 \times 5 = 0,120 \times 1,35 = 0,162 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{celkem s trámem} \quad 0,695 \text{ kN/m}^2 \quad 0,94 \text{ kN/m}^2$$

Podlaha 1.NP

	tl.(m)	r (kN/m3)	r (kN/m ²)	char.(kN/m ²)	γf	návrhové kN/m ²
dlažba	0,02 x	19	=	0,380 x	1,35	= 0,513 kN/m ²
cem. potěr	0,035 x	21	=	0,735 x	1,35	= 0,992 kN/m ²
podlahovka	0,020 x	16	=	0,320 x	1,35	= 0,432 kN/m ²
hydroizolace			0,050 =	0,050 x	1,35	= 0,068 kN/m ²
podkladní beton	0,15 x	25	=	3,750 x	1,35	= 5,063 kN/m ²
Celkem skladba podlahy				5,235 kN/m ²		7,067 kN/m ²
užitné zatížení C1				3,000 x	1,50	= 4,500 kN/m ²
Zatížení celkem				8,235 kN/m²		<u>11,567 kN/m²</u>

STĚNA Z CIHELNÝCH BLOKŮ BROUŠENÝCH TL. 250mm

	tl.(m)	r (kN/m3)	char.(kN/m ²)	γf	výpočtovkN/m ²
Vápenná štuková omítka	0,015 x	18,00	= 0,270 x	1,35	= 0,365 kN/m ²
BROUŠENÁ CIHLA TL. 250mm	0,250 x	8,00	= 2,000 x	1,35	= 2,700 kN/m ²
Vápenná štuková omítka	0,015 x	18,00	= 0,270 x	1,35	= 0,365 kN/m ²
Zatížení stěny na m ²				2,540 kN/m ²	<u>3,429 kN/m²</u>

STĚNA Z CIHELNÝCH BLOKŮ BROUŠENÝCH TL. 300mm

	tl.(m)	r (kN/m3)	char.(kN/m ²)	γf	výpočtovkN/m ²
Vápenná štuková omítka	0,015 x	18,00	= 0,270 x	1,35	= 0,365 kN/m ²
BROUŠENÁ CIHLA TL. 300mm	0,300 x	8,00	= 2,400 x	1,35	= 3,240 kN/m ²
Vápenná štuková omítka	0,015 x	18,00	= 0,270 x	1,35	= 0,365 kN/m ²
Zatížení stěny na m ²				2,940 kN/m ²	<u>3,969 kN/m²</u>

STĚNA Z CIHELNÝCH BLOKŮ BROUŠENÝCH TL. 300mm – OBVODOVÁ, ZATEPLENÁ

	tl.(m)	r (kN/m3)	char.(kN/m ²)	γf	výpočtovkN/m ²
Vápenná štuková omítka	0,015 x	18,00	= 0,270 x	1,35	= 0,365 kN/m ²
BROUŠENÁ CIHLA TL. 300mm	0,300 x	8,00	= 2,400 x	1,35	= 3,240 kN/m ²
CEM. LEPIDLO	0,010 x	24	= 0,240 x	1,35	= 0,324 kN/m ²
izolace	0,200 x	0,65	= 0,130 x	1,35	= 0,176 kN/m ²
Cementová stěrka	0,006 x	24	= 0,144 x	1,35	= 0,194 kN/m ²
Fasádní omítka	0,003 x	18,00	= 0,054 x	1,35	= 0,073 kN/m ²
Zatížení stěny na m ²				3,238 kN/m ²	<u>4,371 kN/m²</u>

Stěna-železobetonová u vstupu

	tl.(m)	r (kN/m3)	r (kN/m ²)	char.(kN/m ²)	γf	návrhové kN/m ²
stěna	0,200 x	25	=	5,000 x	1,35	= 6,750 kN/m ²
Celkem stěna				5,000 kN/m ²		6,750 kN/m ²

ČSN EN 1991-1-4 ZATÍŽENÍ VĚTREM – dynamický tlak

13.3.2024

Základní rychlost větru

větrná oblast		II
rychlost větru dle větrné oblasti	$v_{b,0} =$	25 m/s
součinitel smeru větru	$c_{dir} =$	1
součinitel ročního období	$c_{season} =$	1

$$v_b = c_{dir} * c_{season} * v_{b,0} = 1 * 1 * 25 = 25 \text{ m/s}$$

Kategorie terénu

Kategorie terénu	III	- oblast pravidelně pokrytá vegetací, budovami nebo překážkami			
parametr drsnosti terénu	$z_0 =$	0,3 m			
minimální výška	$z_{min} =$	5 m			
maximální výška	$z_{max} =$	200 m	šířka objektu	$b =$	14 m
výška objektu	$z =$	4,5 m	výška objektu	$h =$	4,5 m

$$\text{součinitel terénu } k_r = 0,19 (z_0/z_{0,II})^{0,07} = 0,215$$

Součinitel drsnosti terénu

$$c_r(z) = k_r * \ln(z/z_0) \quad \text{pro } z_{min} \leq z \leq z_{max}$$

$$c_r(z) = c_r(z_{min}) \quad \text{pro } z \leq z_{min}$$

$$\text{součinitel drsnosti terénu } c_r(z) = 0,606$$

Součinitel orografie

$$c_o(z) = 1$$

Střední rychlost větru

$$v_m(z) = c_r(z) * c_o(z) * v_b = 0,61 * 1 * 25 = 15,15 \text{ m/s}$$

Turbulence větru

$$I_v(z) = k_t / (c_0(z) * \ln(z/z_0)) \quad \text{pro } z_{min} \leq z \leq z_{max}$$

$$I_v(z) = I_v(z_{min}) \quad \text{pro } z \leq z_{min}$$

$$\text{součinitel turbulence } k_t = 1$$

$$\text{Intenzita turbulence } I_v(z) = 0,355$$

Maximální dynamický tlak

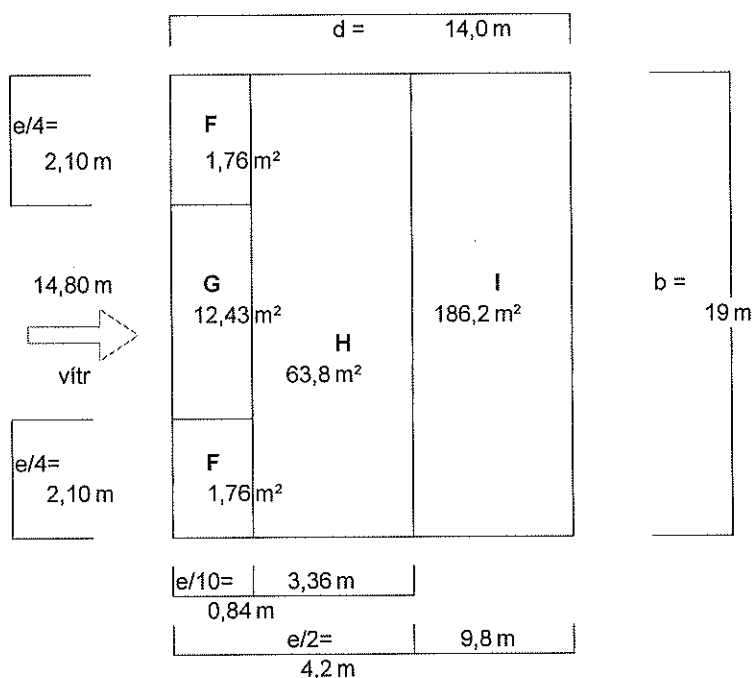
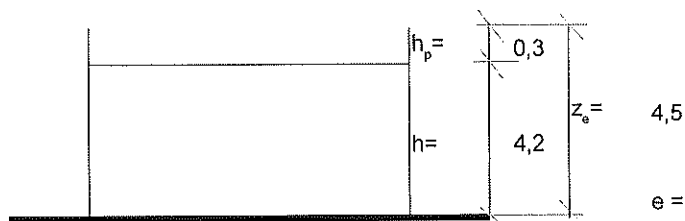
$$\text{měrná hmotnost vzduchu } \rho = 1,25 \text{ kg/m}^3$$

$$q_p(z) = [1 + 7 * I_v(z)] * 0,5 * \rho * v_m^2 = \underline{\underline{0,500 \text{ kN/m}^2}}$$

Součinitel vnějšího tlaku pro ploché střechy - úhel $\alpha = 0-5^\circ$

šířka objektu
délka objektu
výška objektu
výška atiky

$d = 14 \text{ m}$
 $b = 19 \text{ m}$
 $z_e = 4,5 \text{ m}$
 $h_p = 0,3 \text{ m}$



$h_p/h = 0,071$

Součinitele C_{pe}

	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$
F	-1,4	-2,0
G	-0,9	-1,6
H	-0,7	-1,2
I	0,2	-0,2

Součinitel vnitřního tlaku (doporučení ČSN EN 1991-1-3, když nelze stanovit součinitel μ)

$C_{pi,10}^+ = 0,20$ $C_{pi,10}^- = -0,30$

Tlak a sání větru kolmo k rovině střechy

F	$C_{pe} = -1,85$ $w = q_p * C_{pe} + q_p * C_{pi} = -1,08 \text{ kN/m}^2$
G	$C_{pe} = -0,9$ $w = q_p * C_{pe} + q_p * C_{pi} = -0,6 \text{ kN/m}^2$
H	$C_{pe} = -0,7$ $w = q_p * C_{pe} + q_p * C_{pi} = -0,5 \text{ kN/m}^2$
I	$w = q_p * C_{pe} + q_p * C_{pi} = -0,25 \text{ kN/m}^2$ $w^* = q_p * C_{pe} + q_p * C_{pi} = 0,2 \text{ kN/m}^2$

STROP - STŘECHA

Maximální rozpětí střešy	$5,675 \cdot 1,05 = 5,95 \text{ m}$
Zatížení střešou	g_{st} g_{st} $1,73 \text{ kN/m}^2$ $2,33 \text{ kN/m}^2$
sněh	$0,99 \text{ kN/m}^2$ $1,19 \text{ kN/m}^2$
větr	$0,2 \text{ kN/m}^2$ $0,2 \text{ kN/m}^2$
	$2,92 \text{ kN/m}^2$ $4,02 \text{ kN/m}^2$
+ panel spirál	$3,64 \text{ kN/m}^2$
Zatížení střešy celkem	$7,66 \text{ kN/m}^2$

Davíčen panel Goldbeck 3PH 160 97 (nobo obdobný)
 $g_{st} = 5 \text{ kN/m}^2 > g_{st} = 2,92 \text{ kN/m}^2$

Pri provádění dbát technologického předpisu výrobce

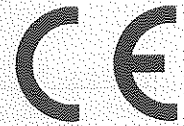
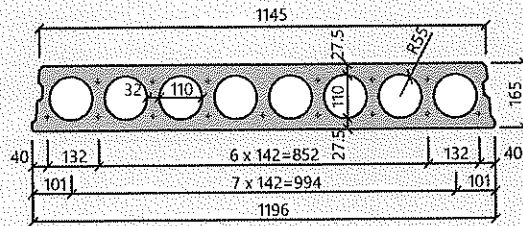
- do spár mezi panely vložit pruty $\varnothing R10$
- po obvodu dla pruty $\varnothing R10$ spojení sponkou $\varnothing 6$
- mít zalito rolíkovým betonem C 25/30-XC1
- panely uloženy na pozedním věnci; min. délka uložení 100 mm

Přítížení fotovoltáikou

celkové zatížení (2719 kg) $27,2 \text{ kN}$

plocha $40 \text{ m}^2 \Rightarrow g_{st} = 27,2 : 40 = 0,68 \text{ kN/m}^2$

nosnost panelu $g_{st} = 5 \text{ kN/m}^2 > g_{st} = 2,92 + 0,68 = 3,6 \text{ kN/m}^2$
Vyhovuje



Základní technické údaje

Základní technické údaje			
Tloušťka (mm)	165	Index vzduchové neprůzvučnosti R'_{wR} (dB)	48
Šířka skladebná / výrobní (mm)	1200 / 1196	Index kročejové neprůzvučnosti $L_{n,w,R}$ (dB)	82
Doplňkové šířky (mm)	390 - 530 - 670 - 810 - 950 - 1100	Teplotní odpor (m ² K/W)	0,145
Krytí horních lam (mm)	35	Třída požární odolnosti	min. REI 45
Krytí spodních lam (mm)	32	Vyšší třídu požární odolnosti (≥ REI 60) konzultujte s technickým oddělením GOLDBECK Prefabeton s.r.o.	
Manipulační hmotnost dílců (kg/m ²) / (kg/bm)	250 / 300	Beton	C45/55 ($f_{ck} = 45\text{MPa}$)
Hmotnost stropu po provedení závlivky spár (kg/m ²)	266	Předpínací ocel	Y1860S7_R1 ($f_{pk} = 1860\text{MPa}$, $f_{t3,0} = 1600\text{MPa}$)
Spotřeba závlivkového betonu do spár (l/m ²)	4,0	Třída prostředí	XC1-XC3

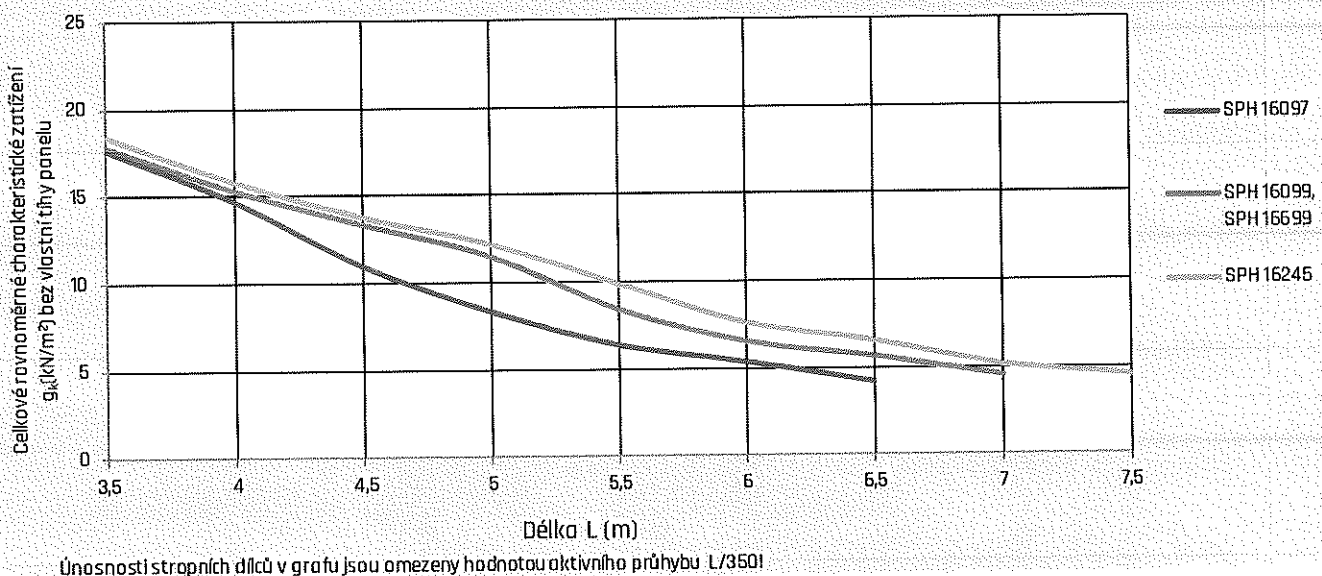
Statické parametry (ČSN EN 1168+A3, ČSN EN 1990, ČSN EN 1992-1-1)

Statistické parametry (ČSN EN 1667+A3, ČSN EN 1990, ČSN EN 1992-1-1)								A_{ph}, A_{sa} - plocha výztuže M_{ed} - moment na mezi únosnosti dílce M_{sx} - moment na mezi napětí betonu v tahu, porovnání s charakteristickou komb. zátěží $M_{k,0,02}$ - moment na mezi šířky trhlin 0,2 mm, porovnání s častou kombinací zatížení $M_{ed,v}$ - moment na mezi dekomprese, porovnání s kvazistálou kombinací zatížení pro XC2/XC3 V_{red} - mezní únosnost dílce ve směru v oblasti bez trhlin, pro uložení na podložnou podpory (průvlaky) se doporučuje omezit využití na 50% až 70% (viz konstrukční zásady)
Typ vyztužení	Průřezové charakteristiky							
	A_{ph}	A_{sf}	M_{ed}	$M_{sx}^{1)}$	$M_{k,0,02}^{1)}$	$M_{ed,v}^{1)}$	V_{red}	
	horní (mm ²)	spodní (mm ²)	(kNm/1,20m)	(kNm/1,20m)	(kNm/1,20m)	(kNm/1,20m)	(kN/1,20m)	
SPH 16097	0	364	54,8	43,0	38,5	25,8	61,8	
SPH 16099	0	468	81,2	52,8	49,9	32,2	62,5	
SPH 16699 ²⁾	312	468	83,2	51,6	52,9	31,9	69,4	
SPH 16245 ²⁾	104	632	104,2	61,4	65,4	40,4	64,1	

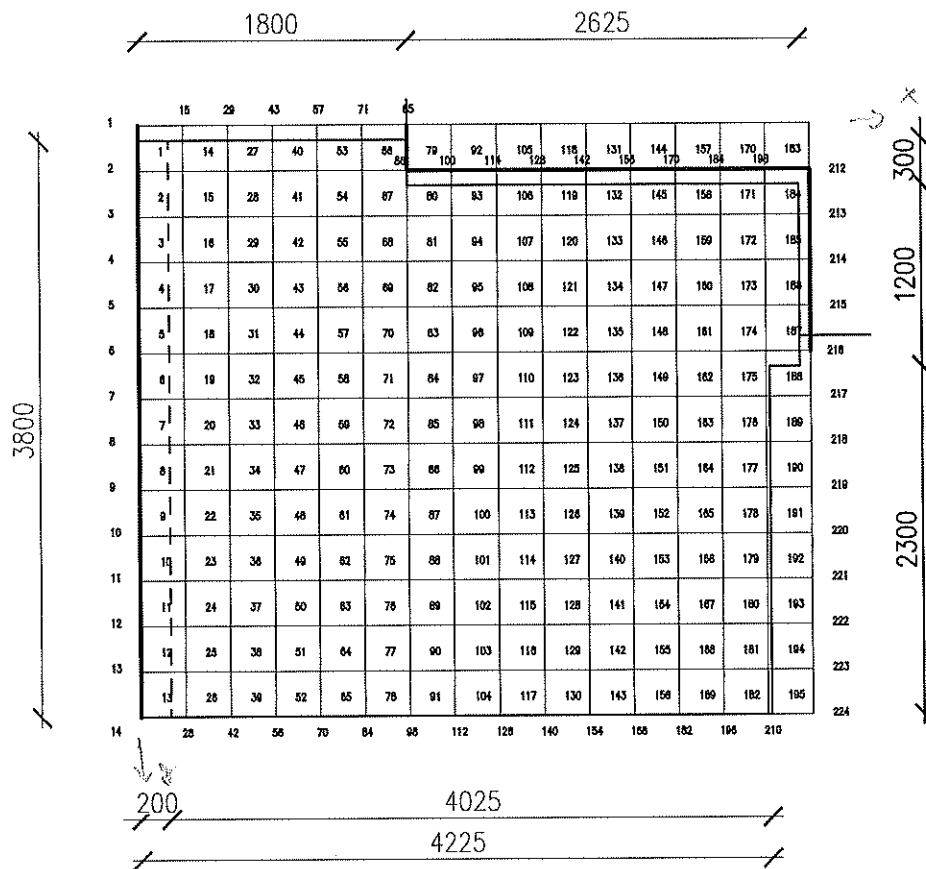
V případě požadavků konzolového vyložení kontaktujte technické oddělení.

Konstrukční zásady viz PN SPH 04/2016

Orientační únosnost stropních dílců pro rovnoměrné zatížení (třída prostředí XC1)



STŘÍŠKA U VSTUPU - zatěžovací schéma



počet sloupců - 15
 počet řad - 13
 celkem - 195prvků
 podpora

Zatížení střešní

sníh

větr

8,43 kN/m²

1,49 kN/m²

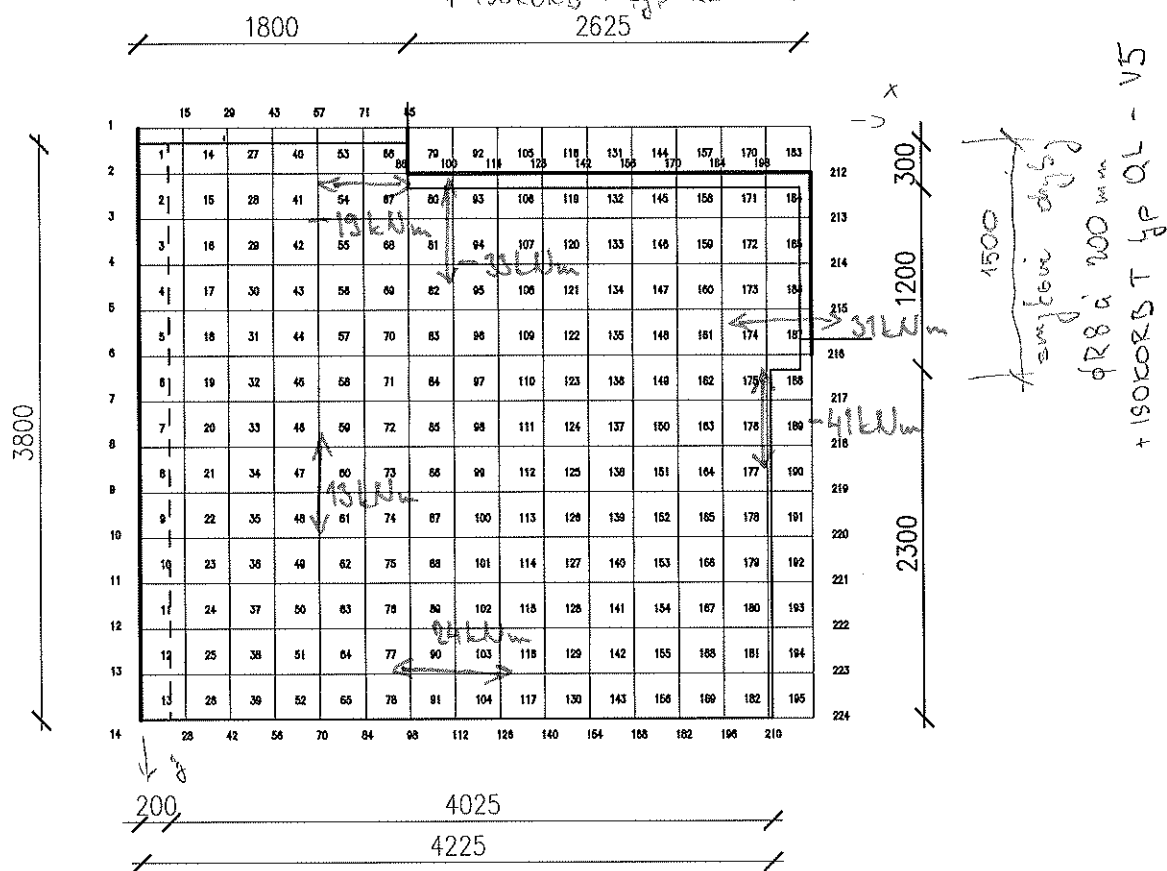
$$0,2 \cdot 1,5 \cdot 0,6 =$$

0,18 kN/m²

10,1 kN/m²

STRÍŠKA U VSTUPU - vnitřní síly

směrové dráhy $\phi R 8$ a 200
+ ISOKORB T $\phi R 8$ QL - V3

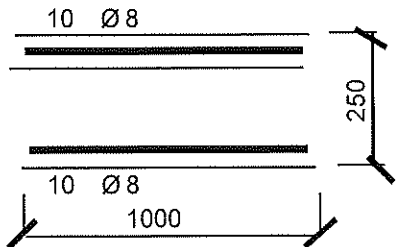


počet sloupů - 15
počet řad - 13
celkem - 195 prvků
podpora

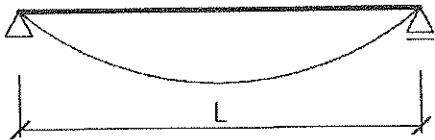
— π

— $V_{max} = 100 kN$

M_{max}	-	spodní okraj x	31 kNm	(22,1 kNm)
		spodní okraj y	13 kNm	(9,3 kNm)
		podpora x	-33 kNm	(-23,6 kNm)
		podpora y	-41 kNm	(-29,3 kNm)

Železobetonový prvek: Stříška Mx dole		průřez v poli	str. 1/2
Rozměry:			
šířka průřezu	$b = 1000$ mm		
výška průřezu	$h = 250$ mm		
rozpětí nosníku	$L = 3800$ mm		
profil horní výztuže	$\varnothing_2 = 8$ mm		
počet profilů horní výztuže	$n_2 = 10,00$ ks		
krytí horní výztuže	$c_2 = 40$ mm		
profil spodní výztuže	$\varnothing_1 = 8$ mm		
počet profilů dolní výztuže	$n_1 = 10,00$ ks		
krytí spodní výztuže	$c_1 = 40$ mm		
profil rozdělovací výztuže	$\varnothing_w = 8$ mm		
vzdálenost prutů rozdělovací výztuže	$s_w = 100$ mm		
profil smykových ohybů	$\varnothing_{w2} = 8$ mm		
počet smykových ohybů	$n_{w2} = 4$ ks		
odklon ohybů od vodorovné	$\alpha_2 = 30$ stupňů		
vzdálenost ohybů	$s_{w2} = 200$ mm		
Základní kotevní délka (plné využití prutu)	$l_{qrd} = 25 \varnothing$		
		Rozdělovací výztuž $\varnothing 8 \quad \acute{a} \quad 100$ Ohyby $4 \varnothing 8 \quad \acute{a} \quad 200$ Délka přesahu při stykování >50% plochy výztuže $l_o = 38 \varnothing$	

Materiál:		E	f_k	γ_M	f_d	f_{tm}
		[GPa]	[MPa]	[-]	[MPa]	[MPa]
Beton	C25/30	31	25,00	1,50	16,7	2,60
Ocel	10505 - R	200	470,00	1,15	408,7	408,7

Účinky zatížení a podmínky působení:					
Moment v poli - základní návrhová kombinace	M_{ed}	=	31,0 kNm	Průběh momentů na nosníku 	
Posouvající síla - základní návrh. kombin.	V_{ed}	=	100,0 kN		
Moment v poli - charakterist. kombin	M_{ak}	=	22,1 kNm		
- z toho vlastní tíha prvku	$M_{ak,g}$	=	19,0 kNm		
Moment v poli - častá kombinace	M_{rk}	=	19,0 kNm		
Moment v poli - kvazistálá kombinace	M_{gk}	=	19,0 kNm		
Třída životnosti	S4	Budovy a další běžné stavby (50 let)			
Prostředí konstrukce	XC4	Střídavě mokré a suché (obvod budovy nechráněný proti dešti)			
Mezní šířka trhlin dle prostředí	W_{lim}	=	0,3		
Mezní průhyb od charakteristic. kombin.	$f_{lim'st}$	=	1 / 300	=	12,67 mm
Mezní průhyb od kvazistálé kombinace po zabudování prvku	$f_{lim'st-1}$	=	1 / 300	=	12,67 mm

Posouzení ohybové výztuže nosníku:			
účinná výška průřezu - spodní výztuž	$d = h - c_1 - (0,5 * \varnothing_1)$	=	206 mm
rameno sil - horní výztuž	$z_s = d - c_2 - (0,5 * \varnothing_2)$	=	162 mm
Minimální vyztužení	$A_{s,min} = \min(0,26 * f_{ctm} * b * d / f_{yk}; 0,0013 * b * d)$	=	296 mm ² VYHOVUJE
Maximální procento vyztužení	$A_{s,max} = 0,04 * b * d$	=	8240 mm ² VYHOVUJE
Navržená plocha tažené výztuže	$A_{s1} = n_1 * \pi * (\varnothing_1 / 2)^2$	=	503 mm ²
Navržená plocha tlačené výztuže	$A_{s2} = n_2 * \pi * (\varnothing_2 / 2)^2$	=	503 mm ²
Max.započitatelná plocha tlačené výztuže	$A_{s2max} = A_{s1} - ((2 * c_2 + \varnothing_2) * b * f_{bd} / f_{sd})$	=	-3093 mm ²
Do výpočtu zahrnutá pl. tlačené výztuže	$A_{s2z} = \min [A_{s2}; A_{s2max}]$	=	0 mm ²
Síla v tlačené výztuži	$F_{sc} = A_{s2z} * f_{yd} * 10^{-3}$	=	0 kN
Poloha neutrální osy	$x = (A_{s1} - A_{s2z}) * f_{yd} / (0,8 * f_{bd} * b)$	=	15 mm
Maximální výška plochy tlačného betonu	$x_{max} = \xi_{bal,1} * d$	=	130 mm VYHOVUJE
Síla v tlačném betonu	$F_c = 0,8 * x * b * f_{db} * 10^{-3}$	=	205 kN
Rameno sil - beton	$z_c = d - 0,5 * 0,8 * x$	=	200 mm
Moment na mezi únosnosti	$M_{Rd} = (F_c * z_c + F_{sc} * z_s) * 10^{-3}$	=	41,1 kNm VYHOVUJE

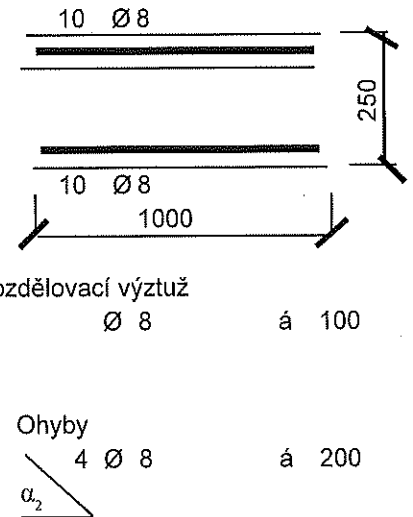
Železobetonový prvek: Stříška Mx dole		str. 2/2
Posouzení smykové výztuže nosníku:		
Návrhová posouvající síla	$V_{ed} =$	100 kN
Maxim.posouv.síla bez vlivu smyk.výztuže	$V_{Rd,c} = \max[V_{Rd,c1}, V_{Rd,c2}]$	101 kN
SMYK VYHOVUJE I BEZ SMYKOVÉ VÝZTUŽE		
navržená plocha ohybů	$A_{sw2} = n_{w2} \cdot \pi \cdot (\varnothing_{w2}/2)^2$	=
	$V_{RD,s21} = A_{sw2} \cdot f_{yd} \cdot z_w \cdot (\coth\theta + \coth\alpha_2) \cdot \sin\alpha_2 / s_{w2}$	=
	$V_{RD,s22} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z_w \cdot v_1 \cdot f_{cd} / (\coth\theta + \tan\theta)$	=
síla přenesená ohyby	$V_{RD,s2} = \min[V_{RD,s21}, V_{RD,s22}]$	=
Celková síla přenesená výztuží	$V_{RD,s} = V_{RD,s1} + V_{RD,s2}$	=
maximum přenesené betonem průřezu	$V_{RD,max} = v \cdot f_{cd} \cdot b \cdot z_w \cdot \coth\theta / (1 + \coth^2\theta)$	=
Posouvající síla na mezi únosnosti	$V_{RD} = \min[V_{RD,s}, V_{RD,max}]$	=

Posouzení šířky trhlin nosníku:		
napětí ve výztuži po vzniku trhliny	$\sigma_s = M_{k1} / (z \cdot A_{s1})$	220 Mpa
	$w_1 = (k_3 \cdot c_1 + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \varnothing_1 / \rho_{p,eff}) / E_s$	0
	$w_2 = \sigma_s \cdot (k_1 \cdot f_{ct,eff} / \rho_{p,eff}) \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{p,eff})$	51
vypočtená šířka trhliny	$w_k = w_1 \cdot w_2$	0,09 mm
Mezní šířka trhliny	$w_{lim} =$	0,30 VYHOVUJE

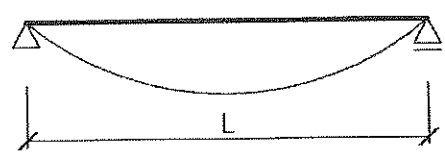
Přetvoření nosníku:		
Průhyb od smršťování	$f_{cs} = 0,1 \cdot (1/r)_{cs} \cdot l^2$	2,8 mm
Průhyb od kvazistálé kombinace	$f_{g,lt} = 0,1 \cdot (1/r)_{g,lt} \cdot l^2$	6,3 mm
Průhyb od dlouhodobého zatížení celkem	$f_{lt} = f_{g,lt} + f_{cs}$	9,1 mm
Mezní průhyb dlouhodobý-kvazistálá kombinace	$f_{lim/lt} = 1 / 300$	12,7 mm VYHOVUJE
Krátkodobý průhyb od vlastní tíhy konstrukce	$f_{g,st1} = 0,1 \cdot (1/r)_{g,st1} \cdot l^2$	0,7 mm
Průhyb od kvazistálé kombinace-bez vlastní tíhy konstrukce	$f_{g,lt-1} = f_{g,lt} - f_{g,st1}$	8,4 mm
Mezní průhyb dlouhodobý-kvazistálá kombinace po zabudování prvku	$f_{lim/lt} = 1 / 300$	12,7 mm VYHOVUJE
Průhyb krátkodobý - častá komb	$f_{st,1} = 0,1 \cdot (1/r)_{1,st} \cdot l^2$	0,7 mm
Průhyb krátkodobý-charakteristická komb	$f_{st,2} = 0,1 \cdot (1/r)_{2,st} \cdot l^2$	0,8 mm
Průhyb od charakt. zatížení celkem	$f_{klt} = f_{lt} + f_{st,2}$	9,9 mm
Mezní průhyb krátkodobý (charakteristická kombinace)	$f_{lim/st} = 1 / 150$	25,3 mm VYHOVUJE

beton třídy C25/30, cement třídy N, zatížení po 28 dnech – součinitel dotvarování $\Phi_s = 2,5$
smršťování proběhne v době 7 dnů, vlhkost 40% – součinitel dotvarování $\Phi_{cs} = 3,2$

--	--	--

Železobetonový prvek: Stříška My dole		průřez v poli	str. 1/2
Rozměry:			
šířka průřezu	b = 1000 mm		
výška průřezu	h = 250 mm		
rozpětí nosníku	L = 3800 mm		
profil horní výztuže	Ø2 = 8 mm		
počet profilů horní výztuže	n2 = 10,00 ks		
krytí horní výztuže	c2 = 40 mm		
profil spodní výztuže	Ø1 = 8 mm		
počet profilů dolní výztuže	n1 = 10,00 ks		
krytí spodní výztuže	c1 = 48 mm		
profil rozdělovací výztuže	Øw = 8 mm		
vzdálenost prutů rozdělovací výztuže	sw = 100 mm		
profil smykových ohybů	Øw2 = 8 mm		
počet smykových ohybů	nw2 = 4 ks		
odklon ohybů od vodorovné	α2 = 30 stupňů		
vzdálenost ohybů	sw2 = 200 mm		
Základní kotevní délka (plné využití prutu)	lqrd = 25 Ø		
		Rozdělovací výztuž Ø 8 á 100 Ohyby 4 Ø 8 á 200 Délka přesahu při stykovaní >50% plochy výztuže lo = 38 Ø	

Materiál:		E	f _k	γ _M	f _d	f _{lm}
		[GPa]	[MPa]	[-]	[MPa]	[MPa]
Beton	C25/30	31	25,00	1,50	16,7	2,60
Ocel	10505 - R	200	470,00	1,15	408,7	408,7

Účinky zatížení a podmínky působení:				Průběh momentů na nosníku
Moment v poli - základní návrhová kombina	M _{ed} =	13,0 kNm		
Posouvající síla - základní návrh.kombin.	V _{ed} =	98,0 kN		
Moment v poli - charakterist. kombin	M _{ak} =	9,3 kNm		
- z toho vlastní tíha prvku	M _{ak,g} =	8,0 kNm		
Moment v poli - častá kombinace	M _{fk} =	8,0 kNm		
Moment v poli - kvazistálá kombinace	M _{gk} =	8,0 kNm		
Třída životnosti	S4	Budovy a další běžné stavby (50 let)		
Prostředí konstrukce	XC4	Střídavě mokré a suché (obvod budovy nechráněný proti dešti)		
Mezní šířka trhlin dle prostředí	w _{lim} =	0,3		
Mezní průhyb od charakteristic.kombin.	f _{lim'st} =	1 / 300		12,67 mm
Mezní průhyb od kvazistálé kombinace po zabudování prvku	f _{lim'st-1} =	1 / 300		12,67 mm

Posouzení ohybové výztuže nosníku:			
účinná výška průřezu - spodní výztuž	d = h - c1 - (0,5*Ø1)	=	198 mm
rameno sil - horní výztuž	zs = d - c2 - (0,5*Ø2)	=	154 mm
Minimální vyztužení	A _{s,min} = min(0,26*f _{ctm} *b*d/f _{yk} ; 0,0013*b*d)	=	285 mm ² VYHOVUJE
Maximální procento vyztužení	A _{s,max} = 0,04*b*d	=	7920 mm ² VYHOVUJE
Navržená plocha tažené výztuže	A _{s1} = n1*π*(Ø1/2) ²	=	503 mm ²
Navržená plocha tlačené výztuže	A _{s2} = n2*π*(Ø2/2) ²	=	503 mm ²
Max.započitatelná plocha tlačené výztuže	A _{s2max} = As1 - ((2*c2+Ø2)*b*f _{bd} /f _{sd})	=	-3093 mm ²
Do výpočtu zahrnutá pl. tlačené výztuže	A _{s2z} = min [As2; As2max]	=	0 mm ²
Síla v tlačené výztuži	F _{sc} = A _{s2z} *f _{yd} *10 ⁻³	=	0 kN
Poloha neutrálné osy	x = (As1 - As2)*f _{yd} / (0,8*f _{bd} *b)	=	15 mm
Maximální výška plochy tlačného betonu	x _{max} = ξ _{bal,1} *d	=	125 mm VYHOVUJE
Síla v tlačném betonu	F _c = 0,8*x*b*f _{db} *10 ⁻³	=	205 kN
Rameno sil - beton	zc = d - 0,5*0,8*x	=	192 mm
Moment na mezi únosnosti	M _{Rd} = (F _c *zc + F _{sc} *zs)*10 ⁻³	=	39,4 kNm VYHOVUJE

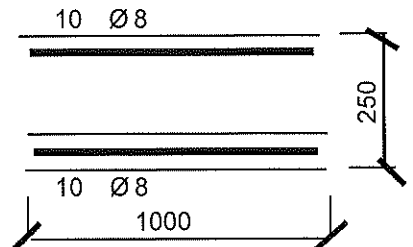
Železobetonový prvek: Stříška My dole		str. 2/2
Posouzení smykové výztuže nosníku:		
Návrhová posouvající síla	$V_{ed} =$	98 kN
Maxim.posouv.síla bez vlivu smyk.výztuže	$V_{Rd,c} = \max[V_{Rd,c1}, V_{Rd,c2}]$	98 kN
SMYK VYHOVUJE I BEZ SMYKOVÉ VÝZTUŽE		
navržená plocha ohybů	$A_{sw2} = n_{w2} \cdot \pi \cdot (\varnothing_{w2}/2)^2$	
	$V_{RD,s21} = A_{sw2} \cdot f_{yd} \cdot z_w \cdot (\coth\theta + \coth\alpha_2) \cdot \sin\alpha_2 / s_{w2}$	
	$V_{RD,s22} = a_{cw} \cdot b_w \cdot z_w \cdot v_1 \cdot f_{cd} / (\coth\theta + \tan\theta)$	
síla přenesená ohyby	$V_{RD,s2} = \min[V_{RD,s21}, V_{RD,s22}]$	
Celková síla přenesená výztuží	$V_{RD,s} = V_{RD,s1} + V_{RD,s2}$	
maximum přenesené betonem průřezu	$V_{RD,max} = v \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot z_w \cdot \coth\theta / (1 + \coth^2\theta)$	
Posouvající síla na mezi únosnosti	$V_{RD} = \min[V_{RD,s}, V_{RD,max}]$	

Posouzení šířky trhlin nosníku:		
napětí ve výztuži po vzniku trhliny	$\sigma_s = M_k / (z \cdot A_{s1})$	96 Mpa
	$w_1 = (k_3 \cdot c_1 + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \varnothing_1 / \rho_{p,eff}) / E_s$	0
	$w_2 = \sigma_s \cdot (k_1 \cdot f_{ct,eff} / \rho_{p,eff}) \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{p,eff})$	0
vypočtená šířka trhliny	$w_k = w_1 \cdot w_2$	0,00 mm
Mezní šířka trhliny	$w_{lim} =$	0,30 VYHOVUJE

Přetvoření nosníku:		
Průhyb od smršťování	$f_{cs} = 0,1 \cdot (1/r)_{cs} \cdot l^2$	2,8 mm
Průhyb od kvazistálé kombinace	$f_{g,lt} = 0,1 \cdot (1/r)_{g,lt} \cdot l^2$	2,9 mm
Průhyb od dlouhodobého zatížení celkem	$f_{lt} = f_{g,lt} + f_{cs}$	5,7 mm
Mezní průhyb dlouhodobý-kvazistálá kombinace	$f_{lim'lt} = l / 300$	12,7 mm VYHOVUJE
Krátkodobý průhyb od vlastní tíhy konstrukce	$f_{g,st1} = 0,1 \cdot (1/r)_{g,st1} \cdot l^2$	0,3 mm
Průhyb od kvazistálé kombinace-bez vlastní tíhy konstrukce	$f_{g,lt-1} = f_{g,lt} - f_{g,st1}$	5,4 mm
Mezní průhyb dlouhodobý-kvazistálá kombinace po zabudování prvku	$f_{lim'lt} = l / 300$	12,7 mm VYHOVUJE
Průhyb krátkodobý - častá komb	$f_{st,1} = 0,1 \cdot (1/r)_{1,st} \cdot l^2$	0,3 mm
Průhyb krátkodobý-charakteristická komb	$f_{st,2} = 0,1 \cdot (1/r)_{2,st} \cdot l^2$	0,3 mm
Průhyb od charakt. zatížení celkem	$f_{g,lt} = f_{lt} + f_{st,2}$	6,0 mm
Mezní průhyb krátkodobý (charakteristická kombinace)	$f_{lim'st} = l / 150$	25,3 mm VYHOVUJE

beton třídy C25/30, cement třídy N, zatížení po 28 dnech – součinitel dotvarování $\Phi_c = 2,5$
smršťování proběhne v době 7 dnů, vlhkost 40% – součinitel dotvarování $\Phi_{cs} = 3,2$

-		
---	--	--

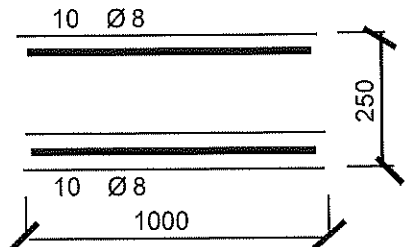
Železobetonový prvek:		Stříška Mx nahoře		nad podporou	str. 1/1
Rozměry:					
šířka průřezu	b	=	1000	mm	
výška průřezu	h	=	250	mm	
rozpětí nosníku	L	=	4200	mm	
profil dolní výztuže	Ø2	=	8	mm	
počet profilů dolní výztuže	n2	=	10,00	ks	
krytí dolní výztuže	c2	=	40	mm	
profil horní výztuže	Ø1	=	8	mm	
počet profilů horní výztuže	n1	=	10,00	ks	
krytí spodní výztuže	c1	=	48	mm	
profil rozdělovací výztuže	Øw	=	8	mm	
vzdálenost prutů rozdělovací výztuže	Sw	=	100	mm	
Základní kotevní délka (plné využití prutu)	lqrd	=	25	Ø	
		Rozdělovací výztuž Ø 8 á 100 Délka přesahu při stykovaní >50% plochy výztuže $l_o = 38 \text{ Ø}$			

Materiál:		E	f_k	γ_M	f_d	f_{tm}
		[GPa]	[MPa]	[-]	[MPa]	[MPa]
Beton	C25/30	31	25,00	1,50	16,7	2,60
Ocel	10505 - R	200	470,00	1,15	408,7	408,7

Účinky zatížení a podmínky působení:					
Moment nad podporou-základ.kombin.	M_{ed}	=	33,0	kNm	
Moment v poli - charakterist. kombin	M_{ak}	=	23,6	kNm	
Třída životnosti	S4	Budovy a další běžné stavby (50 let)			
Prostředí konstrukce	XC4	Střídavě mokré a suché (obvod budovy nechráněný proti dešti)			
Mezní šířka trhlin dle prostředí	w_{lim}	=	0,3		

Posouzení ohybové výztuže nosníku:					
účinná výška průřezu - spodní výztuž	d	=	$h - c_1 - (0,5 \cdot \text{Ø}_1)$	=	198 mm
rameno sil - horní výztuž	z_s	=	$d - c_2 - (0,5 \cdot \text{Ø}_2)$	=	154 mm
Minimální vyztužení	$A_{s,min1}$	=	$0,0013 \cdot b \cdot d$	=	257 mm ²
Minimální vyztužení - pro desky a trámy	$A_{s,min2}$	=	$0,26 \cdot f_{ctm} \cdot b \cdot d / f_{yk}$	=	285 mm ²
Minimální vyztužení	$A_{s,min}$	=	$\max[A_{s,min1}; A_{s,min2}]$	=	285 mm ² VYHOVUJE
Doporučená plocha ohyb.výztuže tažené	$A_{s1,min}$	=	$M_{ED} \cdot 1.000.000 / (0,9 \cdot d \cdot f_{yd})$	=	394 mm ²
Maximální procento vyztužení	$A_{s,max}$	=	$0,04 \cdot b \cdot d$	=	7920 mm ² VYHOVUJE
Navržená plocha tažené výztuže	A_{s1}	=	$n_1 \cdot \pi \cdot (\text{Ø}_1/2)^2$	=	503 mm ²
Navržená plocha tlačené výztuže	A_{s2}	=	$n_2 \cdot \pi \cdot (\text{Ø}_2/2)^2$	=	503 mm ²
Max.započitatelná plocha tlačené výztuže	$A_{s2,max}$	=	$A_{s1} - ((2 \cdot c_2 + \text{Ø}_2) \cdot b \cdot f_{bd} / f_{sd})$	=	-3093 mm ²
Ošetření min.záporné plochy tlačené výztuže		=		=	0
Do výpočtu zahrnutá pl. tlačené výztuže	A_{s2z}	=	$\min[A_{s2}; A_{s2,max}]$	=	0 mm ²
Síla v tlačené výztuži	F_{sc}	=	$A_{s2z} \cdot f_{yd} \cdot 10^{-3}$	=	0 kN
Poloha neutrálné osy	x	=	$(A_{s1} - A_{s2z}) \cdot f_{yd} / (0,8 \cdot f_{bd} \cdot b)$	=	15 mm
Maximální výška plochy tlačného betonu	x_{max}	=	$\xi_{bal,1} \cdot d$	=	125 mm VYHOVUJE
Síla v tlačném betonu	F_c	=	$0,8 \cdot x \cdot b \cdot f_{cd} \cdot 10^{-3}$	=	205 kN
Rameno sil - beton	z_c	=	$d - 0,5 \cdot 0,8 \cdot x$	=	192 mm
Návrhový ohybový moment	M_{ed}	=		=	33 kNm
Moment na mezi únosnosti	M_{Rd}	=	$(F_c \cdot z_c + F_{sc} \cdot z_s) \cdot 10^{-3}$	=	39 kNm VYHOVUJE

Smyk a přetvoření - viz posouzení nosníku v poli					
Posouzení šířky trhlin nosníku:					
napětí ve výztuži po vzniku trhliny	σ_s	=	$M_{ak} / (z \cdot A_{s1})$	=	245 Mpa
	w_1	=	$(k_3 \cdot c_1 + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \text{Ø}_1 / \rho_{p,eff}) / E_s$	=	0
	w_2	=	$\sigma_s \cdot (k_1 \cdot f_{ct,eff} / \rho_{p,eff}) \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{p,eff})$	=	76
vypočtená šířka trhliny	w_k	=	$w_1 \cdot w_2$	=	0,14 mm
Mezní šířka trhliny	w_{lim}	=		=	0,30 VYHOVUJE

Železobetonový prvek:		Stříška My nahoře		nad podporou	str. 1/1
Rozměry:					
šířka průřezu	b	=	1000	mm	
výška průřezu	h	=	250	mm	
rozpětí nosníku	L	=	3800	mm	
profil dolní výztuže	Ø ₂	=	8	mm	
počet profilů dolní výztuže	n ₂	=	10,00	ks	
krytí dolní výztuže	c ₂	=	48	mm	
profil horní výztuže	Ø ₁	=	8	mm	
počet profilů horní výztuže	n ₁	=	10,00	ks	
krytí spodní výztuže	c ₁	=	40	mm	
profil rozdělovací výztuže	Ø _w	=	8	mm	
vzdálenost prutů rozdělovací výztuže	S _w	=	100	mm	
Základní kotevní délka (plné využití prutu)	l _{qrd}	=	25	Ø	
		Rozdělovací výztuž Ø 8 á 100 Délka přesahu při stykovaní >50% plochy výztuže l _o = 38 Ø			

Materiál:		E	f _k	γ _M	f _d	f _{lm}
		[GPa]	[MPa]	[-]	[MPa]	[MPa]
Beton	C25/30	31	25,00	1,50	16,7	2,60
Ocel	10505 - R	200	470,00	1,15	408,7	408,7

Účinky zatížení a podmínky působení:					
Moment nad podporou-základ.kombin.	M _{ed}	=	41,0	kNm	
Moment v poli - charakterist. kombin	M _{ak}	=	29,3	kNm	
Třída životnosti	S4	Budovy a další běžné stavby (50 let)			
Prostředí konstrukce	XC4	Střídavě mokré a suché (obvod budovy nechráněný proti dešti)			
Mezní šířka trhlin dle prostředí	W _{lim}	=	0,3		

Posouzení ohybové výztuže nosníku:					
účinná výška průřezu - spodní výztuž	d	=	h-c ₁ -(0,5*Ø ₁)	=	206 mm
rameno sil - horní výztuž	z _s	=	d-c ₂ -(0,5*Ø ₂)	=	154 mm
Minimální vyztužení	A _{S,min1}	=	0,0013*b*d	=	268 mm ²
Minimální vyztužení - pro desky a trámy	A _{S,min2}	=	0,26*f _{ctm} *b*d/f _{yk}	=	296 mm ²
Minimální vyztužení	A _{S,min}	=	max[A _{S,min1} ;A _{S,min2}]	=	296 mm ² VYHOVUJE
Doporučená plocha ohyb.výztuže tažené	A _{S1,min}	=	MED*1.000.000/(0,9*d*f _{yd})	=	471 mm ²
Maximální procento vyztužení	A _{S,max}	=	0,04*b*d	=	8240 mm ² VYHOVUJE
Navržená plocha tažené výztuže	A _{S1}	=	n ₁ *π*(Ø ₁ /2) ²	=	503 mm ²
Navržená plocha tlačené výztuže	A _{S2}	=	n ₂ *π*(Ø ₂ /2) ²	=	503 mm ²
Max.započitatelná plocha tlačené výztuže	A _{S2,max}	=	A _{S1} -((2*c ₂ +Ø ₂)*b*f _{bd} /f _{sd})	=	-3747 mm ²
Ošetření min.záporné plochy tlačené výztuže				=	0
Do výpočtu zahrnutá pl. tlačené výztuže	A _{S2Z}	=	min [A _{S2} ;A _{S2,max}]	=	0 mm ²
Síla v tlačené výztuži	F _{SC}	=	A _{S2Z} *f _{yd} *10 ⁻³	=	0 kN
Poloha neutrálné osy	x	=	(A _{S1} -A _{S2Z})*f _{yd} /(0,8*f _{bd} *b)	=	15 mm
Maximální výška plochy tlačeního betonu	x _{max}	=	ξ _{bal,1} *d	=	130 mm VYHOVUJE
Síla v tlačném betonu	F _c	=	0,8*x*b*f _{cd} *10 ⁻³	=	205 kN
Rameno sil - beton	z _c	=	d-0,5*0,8*x	=	200 mm
Návrhový ohybový moment	M _{ed}	=		=	41 kNm
Moment na mezi únosnosti	M _{Rd}	=	(F _c *z _c +F _{SC} *z _s)*10 ⁻³	=	41 kNm VYHOVUJE

Smyk a přetvoření - viz posouzení nosníku v poli					
Posouzení šířky trhlin nosníku:					
napětí ve výztuži po vzniku trhliny	σ _s	=	M _{ak} /(z*A _{s1})	=	292 Mpa
	w ₁	=	(k ₃ *c ₁ +k ₁ *k ₂ *k ₄ *Ø ₁ /ρ _{p,eff})/E _s	=	0
	w ₂	=	σ _s *(k _t *f _{ct,eff} /ρ _{p,eff})*(1+α _e *ρ _{p,eff})	=	123
vypočtená šířka trhliny	w _k	=	w ₁ *w ₂	=	0,21 mm
Mezní šířka trhliny	W _{lim}	=		=	0,30 VYHOVUJE

Ukotelni stírky do budovy

Narvan kotveni systém s prevačujm tepelným mostem
Schöck Isotorb T typ QL a QP (nebo obdobný se
stejnými vlastnostmi).

Nade dveřmi, kde je posouvající síla menší naníčen

typ	2ks	QL-V3	délka	2x 1m
	1ks	QP-V1	délka	250mm
	1ks	QP-V2	délka	400mm

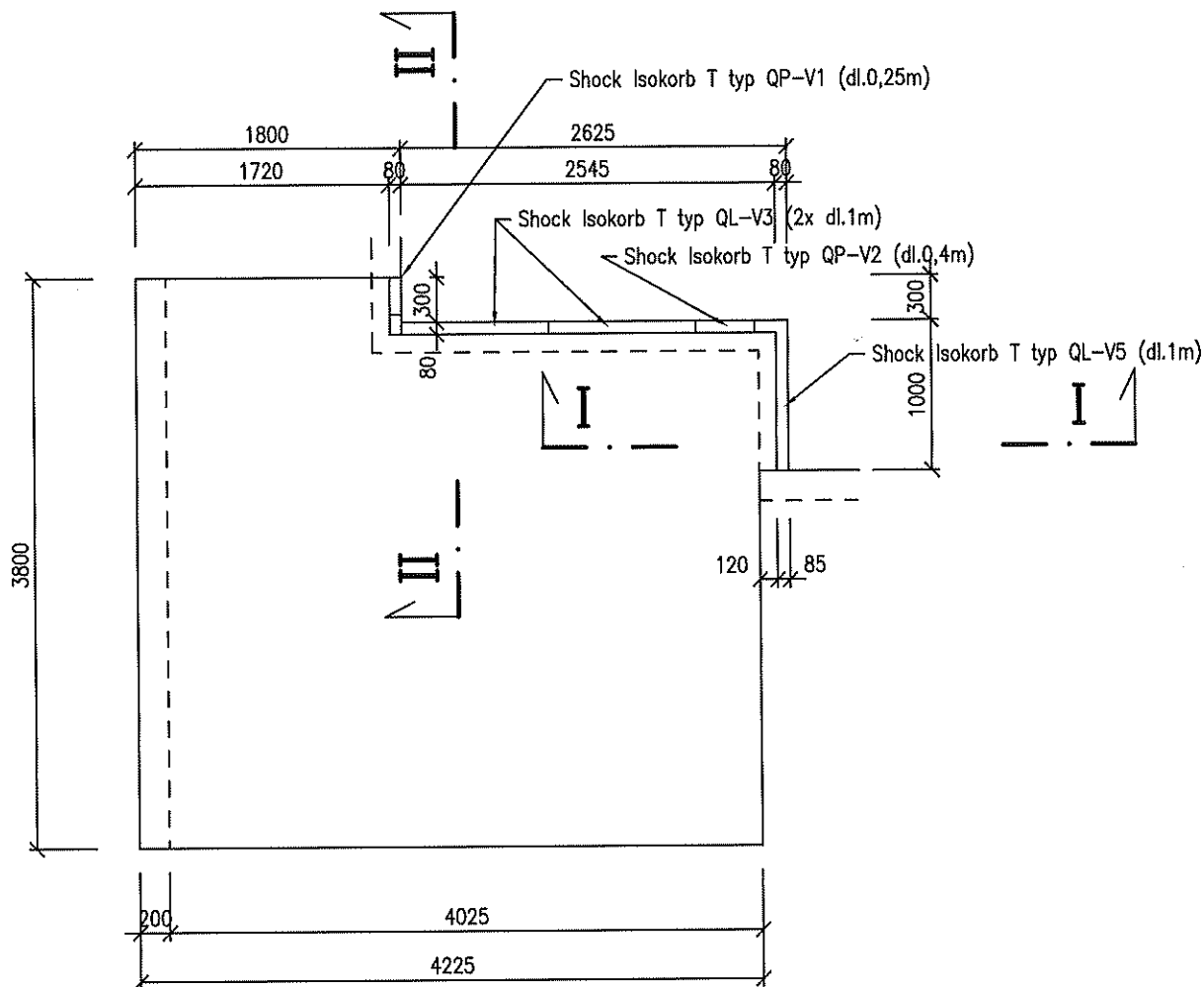
Boční, kratší stěna, větší posouvající síla

typ	1ks	QL-V5	délka	1m
-----	-----	-------	-------	----

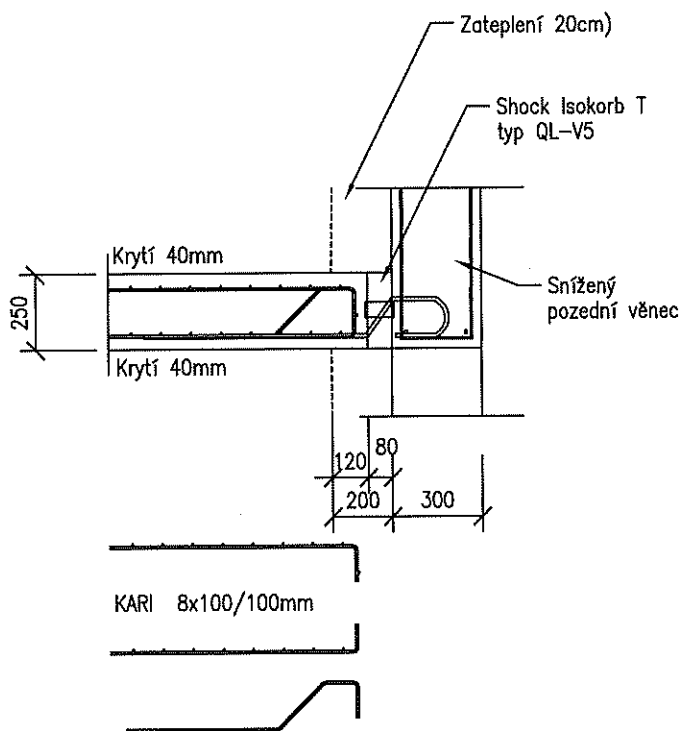
Osazení je znázorněno na schématu výztuže

- Beton střísky a snítcového vlnce C15/30 XC4
- krytí výztuže 40mm
- U horního i spodního okraje síť káři 8x100/100mm
- v místě uložení u stěny smykací příložky ØR8
po 200mm
- v místě uložení na betonové stěně bez smykacích
příložek

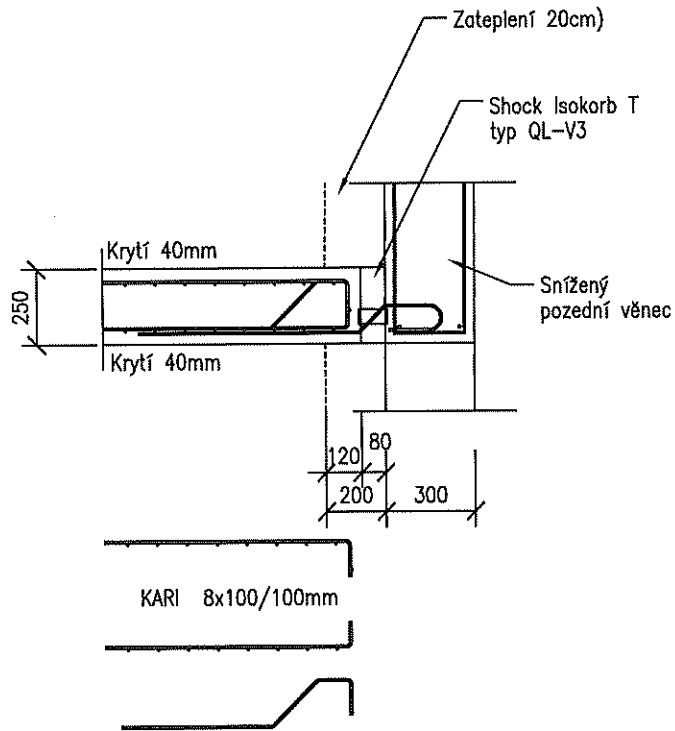
STŘÍŠKA U VSTUPU - schéma výztuže



DETAIL - ŘEZ I-I 1:25 DETAIL - ŘEZ II-II 1:25



SMYKOVÁ PŘÍLOŽKA Ø8 á 200mm
V MÍSTĚ U STĚNY



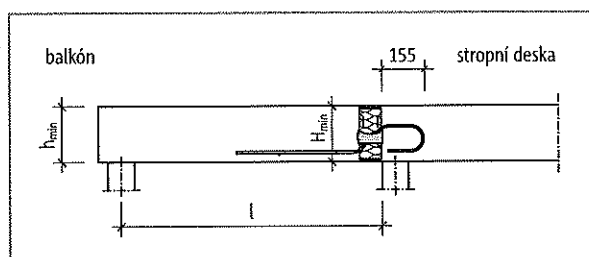
SMYKOVÁ PŘÍLOŽKA Ø8 á 200mm
V MÍSTĚ U STĚNY

Dimenzování - C25/30

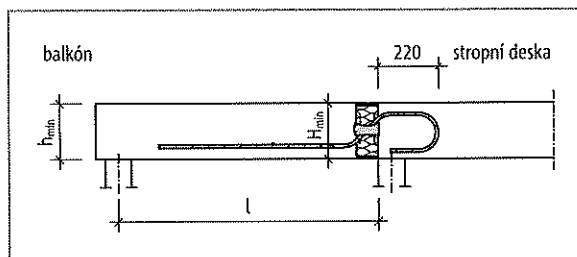
Dimenzační tabulka - typ Q

Schöck Isokorb® T typ QL	V1	V2	V3	V4	V5	V6
vnitřní síly na mezi únosnosti	$V_{Rd,z}$ [kN/m]					
beton C25/30	54,8	82,1	109,5	123,2	184,8	246,4

délka prvku [mm]	1000	1000	1000	1000	1000	1000
smykové pruty	4 $\varnothing$ 8	6 $\varnothing$ 8	8 $\varnothing$ 8	4 $\varnothing$ 12	6 $\varnothing$ 12	8 $\varnothing$ 12
tlaková ložiska (ks)	4	4	8	4	6	8
H_{min} [mm]	160	160	160	200	200	200



Obr. 6: Schöck Isokorb® T typ QL-V1 až QL-V3: Statický systém

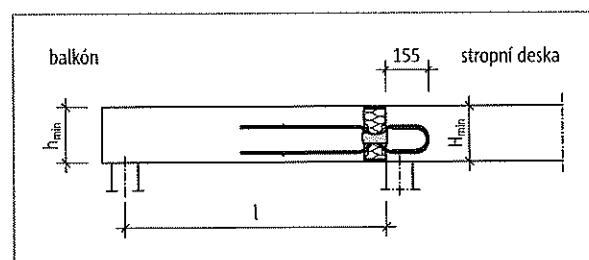


Obr. 7: Schöck Isokorb® T typ QL-V4 až QL-V6: Statický systém

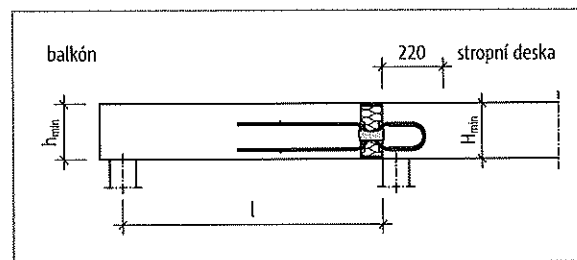
Dimenzační tabulka - typ Q-VV

Schöck Isokorb® T typ QL	VV1	VV2	VV3	VV4	VV5	VV6
vnitřní síly na mezi únosnosti	$V_{Rd,z}$ [kN/m]					
beton C25/30	±54,8	±82,1	±109,5	±123,2	±184,4	±246,4

délka prvku [mm]	1000	1000	1000	1000	1000	1000
smykové pruty	2 x 4 $\varnothing$ 8	2 x 6 $\varnothing$ 8	2 x 8 $\varnothing$ 8	2 x 4 $\varnothing$ 12	2 x 6 $\varnothing$ 12	2 x 8 $\varnothing$ 12
tlaková ložiska (ks)	4	4	8	4	6	8
H_{min} [mm]	160	160	160	200	200	200



Obr. 8: Schöck Isokorb® T typ QL-VV1 až QL-VV3: Statický systém



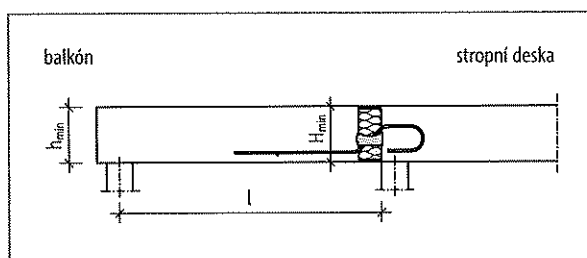
Obr. 9: Schöck Isokorb® T typ QL-VV4 až QL-VV6: Statický systém

Dimenzování - C25/30

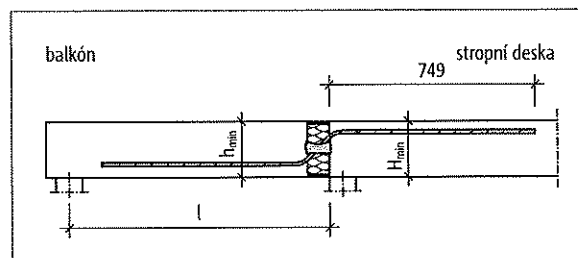
Dimenzační tabulka - typ QP

Schöck Isokorb® T typ QP	V1	V2	V3	V4	V5	V6	V7	V8	V9
vnitřní síly na mezi únosnosti	$V_{Rd,z}$ [kN/prvek]								
beton C25/30	27,4	41,1	54,8	61,6	92,4	123,2	83,5	125,8	167,0

délka prvku [mm]	250	400	500	250	400	500	250	400	500
smykové pruty	2 $\varnothing$ 8	3 $\varnothing$ 8	4 $\varnothing$ 8	2 $\varnothing$ 12	3 $\varnothing$ 12	4 $\varnothing$ 12	2 $\varnothing$ 14	3 $\varnothing$ 14	4 $\varnothing$ 14
tlačková ložiska (ks)	2 HTE	2 $\varnothing$ 10	4 HTE	2 HTE	3 $\varnothing$ 10	4 HTE	2 HTE	3 $\varnothing$ 12	4 HTE
H_{min} [mm]	160	160	160	200	200	200	200	200	200



Obr. 10: Schöck Isokorb® T typ QP-V1 a QP-V3: Statický systém

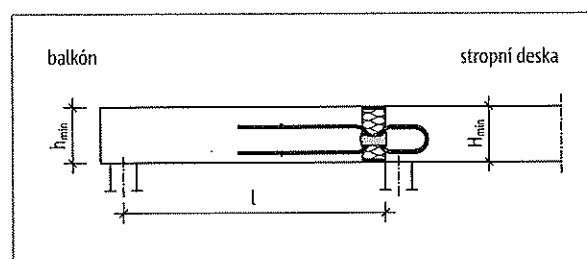


Obr. 11: Schöck Isokorb® T typ QP-V7 a QP-V9: Statický systém

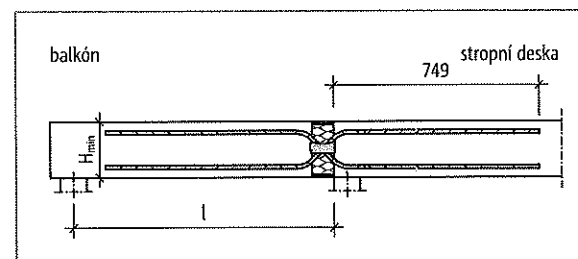
Dimenzační tabulka - typ QP-VV

Schöck Isokorb® T typ QP	VV1	VV2	VV3	VV4	VV5	VV6	VV7	VV8	VV9
vnitřní síly na mezi únosnosti	$V_{Rd,z}$ [kN/prvek]								
beton C25/30	±27,4	±41,1	±54,8	±61,6	±92,4	±123,2	±83,5	±125,8	±167,0

délka prvku [mm]	250	400	500	250	400	500	250	400	500
smykové pruty	2 x 2 $\varnothing$ 8	2 x 3 $\varnothing$ 8	2 x 4 $\varnothing$ 8	2 x 2 $\varnothing$ 12	2 x 3 $\varnothing$ 12	2 x 4 $\varnothing$ 12	2 x 2 $\varnothing$ 14	2 x 3 $\varnothing$ 14	2 x 4 $\varnothing$ 14
tlačková ložiska (ks)	2 HTE	2 $\varnothing$ 10	4 HTE	2 HTE	3 $\varnothing$ 10	4 HTE	2 HTE	3 $\varnothing$ 12	4 HTE
H_{min} [mm]	160	160	160	200	200	200	200	200	200



Obr. 12: Schöck Isokorb® T typ QP-VV1 a QP-VV3: Statický systém



Obr. 13: Schöck Isokorb® T typ QP-VV7 a QP-VV9: Statický systém

Bočni stěna u vstupu

Horní výztuž

- zatížení $2,3 \cdot 10,1 = 23,2 \text{ kN/m}$
- vl. hmotnost $0,2 \cdot 0,4 \cdot 25 \cdot 1,35 = 2,7 \text{ kN/m}$

rozpětí $3,3 \text{ m}$

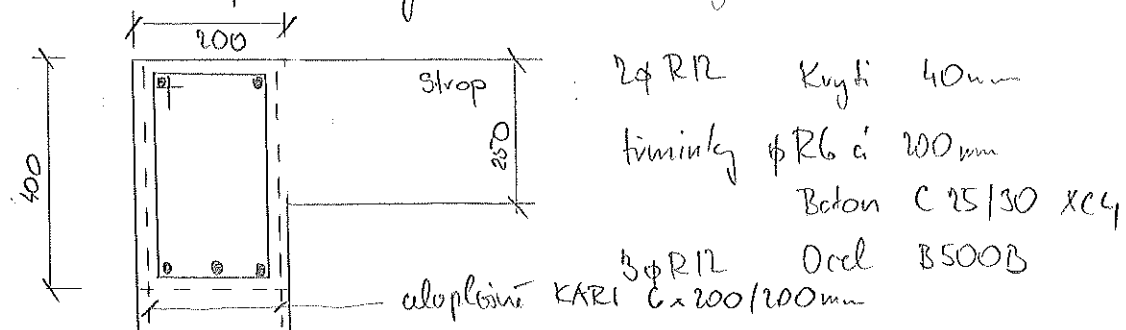
26 kN/m

$$M_{ed} = 0,125 \cdot 26 \cdot 3,3^2 = 33,3 \text{ kNm}$$

$$M_{ek} = 23,8 \text{ kNm}$$

$$V_{ed} = 0,5 \cdot 26 \cdot 3,3 = 41,6 \text{ kN}$$

Velikost plochy stěny u obou okrajů Kari $6 \times 200/200 \text{ mm}$



Přív - krajní ostení stěny

Zatížení od horního přídatku

$41,6 \text{ kN}$

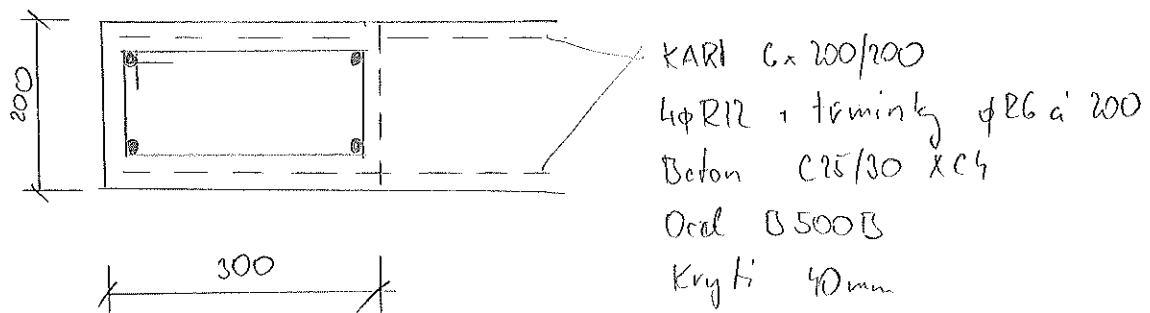
Vlastní hmotnost

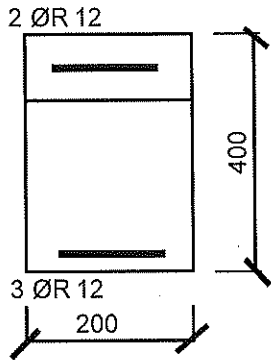
$$2 \cdot 0,2 \cdot 0,3 \cdot 3,3 \cdot 25 \cdot 1,35 = 13,4 \text{ kN}$$

$$V_{ed} = 55 \text{ kN}$$

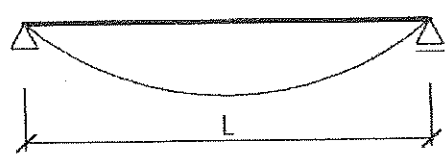
$$M_{ek} = 39,2 \text{ kNm}$$

Výška $3,3 \text{ m}$



Železobetonový prvek: Boční stna u vstupu		průřez v poli	str. 1/2
Rozměry:			
šířka průřezu	$b = 200 \text{ mm}$		
výška průřezu	$h = 400 \text{ mm}$		
rozpětí nosníku	$L = 3200 \text{ mm}$		
profil horní výztuže	$\varnothing_2 = 12 \text{ mm}$		
počet profilů horní výztuže	$n_2 = 2 \text{ ks}$		
krytí horní výztuže	$c_2 = 40 \text{ mm}$		
profil spodní výztuže	$\varnothing_1 = 12 \text{ mm}$		
počet profilů dolní výztuže	$n_1 = 3 \text{ ks}$		
krytí spodní výztuže	$c_1 = 40 \text{ mm}$		
profil třmínků	$\varnothing_{w1} = 6 \text{ mm}$		
počet střihů třmínků v jednom průřezu	$n_{w1} = 2 \text{ ks}$		
vzdálenost třmínků	$s_{w1} = 200 \text{ mm}$		
profil smykových ohybů	$\varnothing_{w2} = 0 \text{ mm}$		
počet smykových ohybů	$n_{w2} = 0 \text{ ks}$		
odklon ohybů od vodorovné	$\alpha_2 = 45 \text{ stupňů}$		
vzdálenost ohybů	$s_{w2} = 300 \text{ mm}$		
Základní kotevní délka (plné využití prutu)	$l_{qd} = 25 \varnothing$		
		Třmínky $2 \varnothing 6 \quad \text{á} \quad 200$ Ohyby $0 \varnothing 0 \quad \text{á} \quad 300$ α_2 Délka přesahu při stykování >50% plochy výztuže $l_o = 38 \varnothing$	

Materiál:		E	f_k	γ_M	f_d	f_{lm}
		[GPa]	[MPa]	[-]	[MPa]	[MPa]
Beton	C25/30	31	25,00	1,50	16,7	2,60
Ocel	10505 - R	200	470,00	1,15	408,7	408,7

Účinky zatížení a podmínky působení:				
Moment v poli - základní návrhová kombinace	M_{ed}	=	33,3 kNm	Průběh momentů na nosníku 
Posouvající síla - základní návrh.kombin.	V_{ed}	=	41,3 kN	
Moment v poli - charakterist. kombin	M_{ak}	=	23,8 kNm	
- z toho vlastní tíha prvku	$M_{ak,g}$	=	19,0 kNm	
Moment v poli - častá kombinace	M_{fk}	=	19,0 kNm	
Moment v poli - kvazistálá kombinace	M_{gk}	=	19,0 kNm	
Třída životnosti	S4	Budovy a další běžné stavby (50 let)		
Prostředí konstrukce	XC1	Suché, nebo stále mokré (uvnitř budov)		
Mezní šířka trhlin dle prostředí	w_{lim}	=	0,4	
Mezní průhyb od characteristic.kombin.	$f_{lim'st}$	=	l / 400	= 8,00 mm
Mezní průhyb od kvazistálé kombinace po zabudování prvku	$f_{lim'st-1}$	=	l / 250	= 12,80 mm

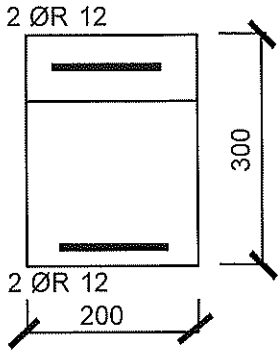
Posouzení ohybové výztuže nosníku:			
účinná výška průřezu - spodní výztuž	$d = h - c_1 - (0,5 \cdot \varnothing_1) = 354 \text{ mm}$		
rameno sil - horní výztuž	$z_s = d - c_2 - (0,5 \cdot \varnothing_2) = 308 \text{ mm}$		
Minimální vyztužení	$A_{s,min} = \min(0,26 \cdot f_{ctm} \cdot b \cdot d / f_{yk}; 0,0013 \cdot b \cdot d) = 102 \text{ mm}^2$	VYHOVUJE	
Maximální procento vyztužení	$A_{s,max} = 0,04 \cdot b \cdot d = 2832 \text{ mm}^2$	VYHOVUJE	
Navržená plocha tažené výztuže	$A_{s1} = n_1 \cdot \pi \cdot (\varnothing_1 / 2)^2 = 339 \text{ mm}^2$		
Navržená plocha tlačené výztuže	$A_{s2} = n_2 \cdot \pi \cdot (\varnothing_2 / 2)^2 = 226 \text{ mm}^2$		
Max.započitatelná plocha tlačené výztuže	$A_{s2max} = A_{s1} - ((2 \cdot c_2 + \varnothing_2) \cdot b \cdot f_{bd} / f_{sd}) = -413 \text{ mm}^2$		
Do výpočtu zahrnutá pl. tlačené výztuže	$A_{s2Z} = \min[A_{s2}; A_{s2max}] = 0 \text{ mm}^2$		
Síla v tlačené výztuži	$F_{sc} = A_{s2Z} \cdot f_{yd} \cdot 10^{-3} = 0 \text{ kN}$		
Poloha neutrálné osy	$x = (A_{s1} - A_{s2}) \cdot f_{yd} / (0,8 \cdot f_{bd} \cdot b) = 52 \text{ mm}$		
Maximální výška plochy tlačného betonu	$x_{max} = \xi_{bal,1} \cdot d = 224 \text{ mm}$	VYHOVUJE	
Síla v tlačném betonu	$F_c = 0,8 \cdot x \cdot b \cdot f_{db} \cdot 10^{-3} = 139 \text{ kN}$		
Rameno sil - beton	$z_c = d - 0,5 \cdot 0,8 \cdot x = 333 \text{ mm}$		
Moment na mezi únosnosti	$M_{Rd} = (F_c \cdot z_c + F_{sc} \cdot z_s) \cdot 10^{-3} = 46 \text{ kNm}$	VYHOVUJE	

Železobetonový prvek:		Boční stna u vstupu		str. 2/2	
Posouzení smykové výztuže nosníku:					
Návrhová posouvající síla	V_{ed}	=		=	41 kN
Maxim.posouv.síla bez vlivu smyk.výztuže	$V_{Rd,c}$	=	$\max[V_{Rd,c1}, V_{Rd,c2}]$	=	34 kN
NUTNO NAVRHNOUT SMYKOVOU VÝZTUŽ					
Navržená plocha třmínků	A_{sw1}	=	$n_w \cdot \pi \cdot (\varnothing_w/2)^2$	=	57 mm2
Minimální % vyztužení třmínky	$\rho_{w,min}$	=	$(0,08 \cdot \sqrt{f_{ck}})/f_{yk}$	=	0
Navržené % vyztužení třmínky	ρ_w	=	$A_{sw1}/b \cdot s_{w1}$	=	0,00141 VYHOVUJE
síla přenesená třmínky	$V_{RD,s1}$	=	$\min[V_{RD,s11}, V_{RD,s12}]$	=	92 kN
síla přenesená ohyby	$V_{RD,s2}$	=	$\min[V_{RD,s11}, V_{RD,s12}]$	=	0 kN
Celková síla přenesená výztuží	$V_{RD,s}$	=	$V_{RD,s1} + V_{RD,s2}$	=	92 kN
maximum přenesené betonem průřezu	$V_{RD,max}$	=	$v \cdot f_{cd} \cdot b \cdot z_w \cdot \coth \theta / (1 + \coth^2 \theta)$	=	198 kN
Posouvající síla na mezi únosnosti	V_{RD}	=	$\min[V_{RD,s}, V_{RD,max}]$	=	92 kN VYHOVUJE

Posouzení šířky trhlin nosníku:			
napětí ve výztuži po vzniku trhliny	σ_s	= $M_k / (z \cdot A_{s1})$	210 Mpa
	w_1	= $(k_3 \cdot c_1 + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \varnothing_1 / \rho_{p,eff}) / E_s$	0,0014
	w_2	= $\sigma_s \cdot (k_1 \cdot f_{ct,eff} / \rho_{p,eff}) \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{p,eff})$	133,287
vypočtená šířka trhliny	w_k	= $w_1 \cdot w_2$	0,18 mm
Mezní šířka trhliny	w_{lim}	=	0,40 VYHOVUJE

Přetvoření nosníku:			
Průhyb od smršťování	f_{cs}	= $0,1 \cdot (1/r)_{cs} \cdot l^2$	1,6 mm
Průhyb od kvazistálé kombinace	$f_{g,lt}$	= $0,1 \cdot (1/r)_{g,lt} \cdot l^2$	3,6 mm
Průhyb od dlouhodobého zatížení celkem	f_{lt}	= $f_{g,lt} + f_{cs}$	5,2 mm
Mezní průhyb dlouhodobý-kvazistálá kombinace	$f_{lim'lt}$	= $l / 400$	8,0 mm VYHOVUJE
Krátkodobý průhyb od vlastní tíhy konstrukce	$f_{g,st1}$	= $0,1 \cdot (1/r)_{g,st1} \cdot l^2$	2 mm
Průhyb od kvazistálé kombinace-bez vlastní tíhy konstrukce	$f_{g,lt-1}$	= $f_{g,lt} - f_{g,st1}$	4 mm
Mezní průhyb dlouhodobý-kvazistálá kombinace po zabudování prvku	$f_{lim'lt}$	= $l / 250$	13 mm VYHOVUJE
Průhyb krátkodobý - častá komb	$f_{st,1}$	= $0,1 \cdot (1/r)_{1,st} \cdot l^2$	2 mm
Průhyb krátkodobý-charakteristická komb	$f_{st,2}$	= $0,1 \cdot (1/r)_{2,st} \cdot l^2$	3 mm
Průhyb od charakt. zatížení celkem	f_{glt}	= $f_{lt} + f_{st,2}$	8 mm
Mezní průhyb krátkodobý (charakteristická kombinace)	$f_{lim'st}$	= $l / 150$	21 mm VYHOVUJE

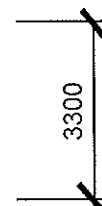
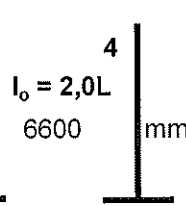
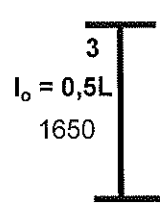
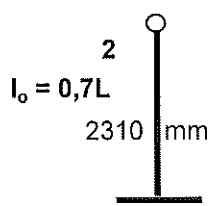
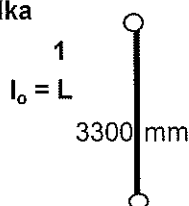
beton třídy C25/30 , cement třídy N, zatížení po 28 dnech – součinitel dotvarování $\Phi_c=2,5$
smršťování proběhne v době 7 dnů, vlhkost 40% – součinitel dotvarování $\Phi_{cs}=3,2$

Železobetonový prvek:		Stěna u vstupu		tlak s ohybem	str. 1/3
Rozměry:					
šířka průřezu	b	=	200	mm	 Třmínky 2 Ø 8 á 200 Ohyby Ø 0 á 300 α_2 Délka přesahu při stykování >50% plochy výztuže l_o= 38 Ø
výška průřezu	h	=	300	mm	
délka prvku	L	=	3300	mm	
profil horní výztuže	Ø ₂	=	12	mm	
počet profilů horní výztuže	n ₂	=	2	ks	
krytí horní výztuže	c ₂	=	40	mm	
profil spodní výztuže	Ø ₁	=	12	mm	
počet profilů dolní výztuže	n ₁	=	2	ks	
krytí spodní výztuže	c ₁	=	40	mm	
profil třmínků	Ø _{w1}	=	8	mm	
počet střihů třmínků v jednom průřezu	n _{w1}	=	2	ks	
vzdálenost třmínků	s _{w1}	=	200	mm	
profil smykových ohybů	Ø _{w2}	=	0	mm	
počet smykových ohybů	n _{w2}	=	0	ks	
odklon ohybů od vodorovné	α ₂	=	30	stupňů	
vzdálenost ohybů	s _{w2}	=	300	mm	
Základní kotevní délka (plné využití prutu)	l _{qrd}	=	25	Ø	

Materiál:		E	f_k	γ_M	f_d	f_{lm}
		[GPa]	[MPa]	[-]	[MPa]	[MPa]
Beton	C25/30	31	25,00	1,50	16,7	2,60
Ocel	B500	200	470,00	1,15	408,7	408,7

Účinky zatížení a podmínky působení:

Vzpěrná délka



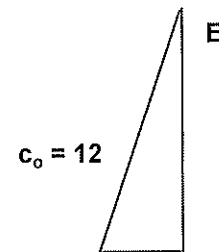
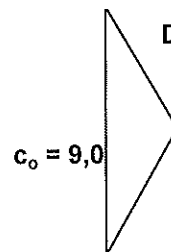
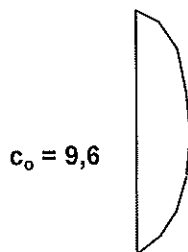
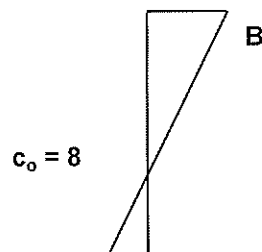
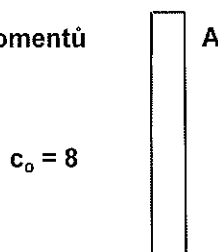
uložení nosníku:

2

vzpěrná délka:

$l_o = 2310$ mm

Průběh momentů



Průběh momentů

Součinitel průběhu momentů

Účinky základní návrhové kombinace

c_o	=	12,00
M_{Ed}	=	3,0 kNm
N_{Ed}	=	55,0 kN
V_{ed}	=	3,0 kN
M_{Ak}	=	2,0 kNm
M_{Fk}	=	1,0 kNm
M_{Gk}	=	1,0 kNm
$M_{Gk,g}$	=	0,0 kNm

Účinky charakteristické návrhové kombin

Účinky časté návrhové kombinace

Účinky kvazistálé návrhové kombinace

- z toho vlastní tíha prvku

Třída životnosti

Prostředí konstrukce

Mezní šířka trhlin dle prostředí

S4	Budovy a další běžné stavby (50 let)
XC4	Střídavě mokré a suché (obvod budovy nechráněný proti dešti)
w_{lim}	= 0,3

Želetobetonový prvek: Stěna u vstupu		str. 2/3	
konečná hodnota součinitele dotvarování	$\Phi_{(00, t_0)} =$	2,0	
Mezní průhyb od charakteristic.kombin.	$f_{lim, st} =$	I / 150	= 22,00 mm
Mezní průhyb od kvazistálé kombinace	$f_{lim, lt} =$	I / 250	= 13,20 mm
Mezní průhyb od kvazistálé kombinace po zabudování prvku	$f_{lim, lt-1} =$	I / 400	= 8,25 mm
Mezní stav únosnosti - tlak s ohybem			
účinná výška průřezu - spodní výztuž	$d = h - c_1 - (0,5 * \varnothing_1)$		= 254 mm
	$z_1 = d - 0,5 * h$		= 104 mm
	$d_2 = c_2 + (0,5 * \varnothing_2)$		= 46 mm
	$z_2 = 0,5 * h - d_2$		= 104 mm
Plocha průřezu	$A_c = b * h$		= 0,060 m ²
Minimální vyztužení	$A_{S, min} = \max[0,0013 * b * d; 0,05 * N_{ed} / f_{yd}]$		= 7 mm ²
Navržená plocha "tlačené" výztuže	$A_{S2} = n_2 * \pi * (\varnothing_2 / 2)^2$		= 226 mm ² VYHOVUJE
Navržená plocha "tažené" výztuže	$A_{S1} = n_1 * \pi * (\varnothing_1 / 2)^2$		= 226 mm ² VYHOVUJE
Maximální procento vyztužení	$A_{S, max} = 0,04 * b * h$		= 2400 mm ² VYHOVUJE
Excentricita od návrhové kombinace	$e_{ed} = M_{ed} / N_{ed}$		= 55 mm
Minimální excentricita	$e_{0ed} = \max[e_{ed}; h/30; 20mm]$		= 55 mm
Moment od minimální excentricity	$M_{0ed} = N_{ed} * e_{0ed}$		= 3 kNm
štíhlost	$\lambda_o = l_o / (0,2887 * h)$		= 26,7
součinitel dotvarování	$\varphi_{ef} = \varphi_{(00, t_0)} * M_{Gk} / M_{Ed}$		= 0,667
	$\rho = (A_{S1} + A_{S2}) / (b * h)$	>0,002	= 0,008 VYHOVUJE
Vzpěrné břemeno	$N_B = \pi^2 * (K_c * E_{cd} * I_c + K_s * E_s * I_s) / l_o$		= 10 678 kN
	$\beta = \pi^2 / c_o$		= 0,822
Moment zvětšený o vliv vzpěru	$M_{ED}^+ = M_{0ed} * (1 + (\beta / ((N_B / N_{ed}) - 1)))$		= 3 kNm
	$\eta_s = \epsilon_{cs} * E_s$		= 350 Mpa
Bod 0 interakčního diagramu	$N_{Rd0} = b * h * \eta * f_{cd} + (A_{S1} + A_{S2}) * \eta_s$		= 1160 kN
	$M_{Rd0} =$		= 0 kNm
Bod 1 interakčního diagramu	$N_{Rd1} = b * \lambda * d * \eta * f_{cd} + A_{S2} * f_{yd}$		= 771 kN
	$M_{Rd1} = b * \lambda * d * \eta * f_{cd} * 0,5 * (h - \lambda * d) + A_{S2} * f_{yd} * z_2$		= 42 kNm
	$M_{Rd} = \frac{M_{Rd0} + (M_{Rd1} - M_{Rd0}) * (N_{Rd0} - N_{Ed})}{(N_{Rd0} - N_{Rd1})}$		= 121 kNm
Bod 2 interakčního diagramu	$N_{Rd2} = \lambda * \xi_{bal,1} * b * d * \eta * f_{cd} + (A_{S2} - A_{S1}) * f_{yd}$		= 429 kN
	$M_{Rd2} = \lambda * \xi_{bal,1} * b * d * \eta * f_{cd} * 0,5 * (h - \lambda * \xi_{bal,1} * d) + A_{S1} * f_{yd} * z_1 + A_{S2} * f_{yd} * z_2$		= 56 kNm
	$M_{Rd} = \frac{M_{Rd1} + (M_{Rd2} - M_{Rd1}) * (N_{Rd1} - N_{Ed})}{(N_{Rd1} - N_{Rd2})}$		= 71 kNm
Bod 3 interakčního diagramu	$N_{Rd3} =$		= 0 kN
Síla v "tlačené" výtuži	$F_{SC} = A_{S2Z} * f_{yd} * 10^{-3}$		= 0 kN
rameno sil - horní výztuž	$z_s = d - c_2 - (0,5 * \varnothing_2)$		= 208 mm
Poloha neutrálné osy	$x = (A_{S1} - A_{SZ}) * f_{yd} / (\lambda * f_{bd} * b)$		= 35 mm
Síla v tlačeném betonu	$F_c = \lambda * x * b * f_{db} * 10^{-3}$		= 92 kN
Rameno sil - beton	$z_c = d - 0,5 * 0,8 * x$		= 240 mm
Rameno sil - beton i ocel	$z = (M_{Rd} / (F_c + F_{SC})) * 10^3$		= 240 mm
Moment na mezi únosnosti	$M_{Rd3} = (F_c * z_c + F_{SC} * z_s) * 10^{-3}$		= 22 kNm
	$M_{Rd} = M_{Rd3} + (M_{Rd2} - M_{Rd3}) * N_{Ed} / N_{Rd2}$		= 27 kNm VYHOVUJE
SÍLA $N_{Ed} = N_{Rd}$ SE NACHÁZÍ - MEZI BODY 2 A 3 VYHOVUJE			
1			

Želetobetonový prvek: Stěna u vstupu		str. 3/3
Posouzení smykové výztuže nosníku:		
Návrhová posouvající síla	V_{ed}	= 3 kN
	V_{min}	= $0,035k^{3/2}f_{ck}^{1/2}$ = 0,45375
Maxim.posouv.síla bez vlivu smyk.výztuže	$V_{Rd,c1}$	= $V_{min} \cdot b_w \cdot d$ = 23 kN
	$V_{Rd,c2}$	= $C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} \cdot b_w \cdot d$ = 26 kN
	$V_{Rd,c}$	= $\max[V_{Rd,c1}; V_{Rd,c2}]$ = 26 kN
SMYK VYHOVUJE I BEZ SMYKOVÉ VÝZTUŽE		
Navržená plocha třmínků	A_{sw1}	= $n_w \cdot \pi \cdot (\varnothing_w/2)^2$ =
Minimální % vyztužení třmínky	$\rho_{w,min}$	= $(0,08 \cdot \sqrt{f_{ck}})/f_{yk}$ =
Navržené % vyztužení třmínky	ρ_w	= $A_{sw1}/b \cdot s_{w1}$ =
	$V_{RD,s11}$	= $A_{sw1} \cdot f_{yd} \cdot z \cdot \coth\theta / s_{w1}$ =
	$V_{RD,s12}$	= $\alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z_w \cdot v_1 \cdot f_{cd} / (\coth\theta + \tan\theta)$ =
síla přenesená třmínky	$V_{RD,s1}$	= $\min[V_{RD,s11}; V_{RD,s12}]$ =
navržená plocha ohybů	A_{sw2}	= $n_{w2} \cdot \pi \cdot (\varnothing_{w2}/2)^2$ =
	$V_{RD,s21}$	= $A_{sw2} \cdot f_{yd} \cdot z_w \cdot (\coth\theta + \coth\alpha_2) \cdot \sin\alpha_2 / s_{w2}$ =
	$V_{RD,s22}$	= $\alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z_w \cdot v_1 \cdot f_{cd} / (\coth\theta + \tan\theta)$ =
síla přenesená ohyby	$V_{RD,s2}$	= $\min[V_{RD,s21}; V_{RD,s22}]$ =
Celková síla přenesená výztuží	$V_{RD,s}$	= $V_{RD,s1} + V_{RD,s2}$ =
maximum přenesené betonem průřezu	$V_{RD,max}$	= $v \cdot f_{cd} \cdot b \cdot z_w \cdot \coth\theta / (1 + \coth^2\theta)$ =
Posouvající síla na mezi únosnosti	V_{RD}	= $\min[V_{RD,s}; V_{RD,max}]$ =

Posouzení šířky trhlin nosníku:		
napětí ve výztuži po vzniku trhliny	σ_s	= $M_{ak}/(z \cdot A_{s1})$ = 37 Mpa
	w_1	= $(k_3 \cdot c_1 + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \varnothing_1 / \rho_{p,eff}) / E_s$ = 0,00148
	w_2	= $\sigma_s - (k_t \cdot f_{ct,eff} / \rho_{p,eff}) \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{p,eff})$ = 0
Mezní šířka trhliny	w_{lim}	= 0,30
vypočtená šířka trhliny	w_k	= $w_1 \cdot w_2$ = 0,00 mm VYHOVUJE

Přetvoření nosníku:		
Průhyb od kvazistálé komb.	$f_{g,lt}$	= $0,333 \cdot (1/r)_{g,lt} \cdot l^2$ = 2 mm
Průhyb od dlouhodobého zatížení celkem	f_{lt}	= $f_{g,lt} + f_{cs}$ = 8 mm
Mezní průhyb dlouhodobý-kvazistálá kombinace	$f_{lim,lt}$	= $l / 250$ = 13 mm VYHOVUJE
Krátkodobý průhyb od vlastní tíhy konstrukce	$f_{g,st1}$	= $0,333 \cdot (1/r)_{g,st1} \cdot l^2$ = 0 mm
Průhyb od kvazistálé kombinace-bez vlastní tíhy konstrukce	$f_{g,lt-1}$	= $f_{g,lt} - f_{g,st1}$ = 8 mm
Mezní průhyb dlouhodobý-kvazistálá kombinace po zabudování prvku	$f_{lim,lt}$	= $l / 400$ = 8 mm VYHOVUJE
Průhyb krátkodobý - častá komb	$f_{st,1}$	= $0,333 \cdot (1/r)_{1,st} \cdot l^2$ = 0 mm
Průhyb krátkodobý-charakteristická komb	$f_{st,2}$	= $0,333 \cdot (1/r)_{2,st} \cdot l^2$ = 1 mm
Průhyb od charakt. zatížení celkem	f_{lt}	= $f_{lt} + f_{st}$ = 8 mm
Mezní průhyb krátkodobý (char.komb)	$f_{lim,st}$	= $l / 150$ = 22 mm VYHOVUJE

1		
---	--	--

PRŮVLAK U HERNY

Rozpětí $5 \cdot 1,05 = 5,25 \text{ m}$

Zatížení pruh střechou $5,7 \cdot 0,5 + 0,3 = 3,15 \text{ m}$

Zatížení střechou $3,15 \cdot 5,97 = 18,8 \text{ kN/m'}$

snih $3,15 \cdot 1,49 = 4,69 \text{ kN/m'}$

vitr $3,15 \cdot 0,7 \cdot 1,5 \cdot 0,6 = 0,57 \text{ kN/m'}$

stěna $0,75 \cdot 4,37 = 3,28 \text{ kN/m'}$

Věnce $(0,15 + 0,15) \cdot 0,3 \cdot 25 \cdot 1,35 = 4,05 \text{ kN/m'}$

Vlastní hmotnost $0,3 \cdot 0,5 \cdot 25 \cdot 1,35 = 5,06 \text{ kN/m'}$

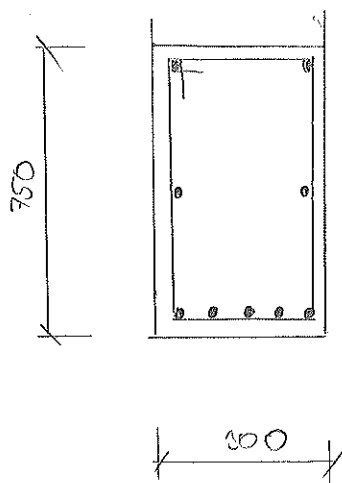
stříška $(0,94 + 1,49) \cdot 0,6 = 1,46 \text{ kN/m'}$

$37,9 \text{ kN/m'}$

$\Pi_{ed} = 0,125 \cdot 37,9 \cdot 5,25^2 = 130,6 \text{ kNm}$

$\Pi_{ek} = 93,3 \text{ kNm}$

$V_{ed} = 0,5 \cdot 37,9 \cdot 5,25 = 99,5 \text{ kN}$



2φR12

říminky φ R6 a 200mm

ocel B500B

2φR12

Beton C25/30 XC1

Kryhí 35mm

5φR12

Železobetonový prvek:		Průvlak v herně		průřez v poli	str. 1/2	
Rozměry:						
šířka průřezu	b	=	300	mm	2 ØR 12 750 300 5 ØR 12 Třmínky 2 Ø 6 á 200 Ohyby 0 Ø 0 á 300 α_2 Délka přesahu při stykování >50% plochy výztuže $l_o = 38 \varnothing$	
výška průřezu	h	=	750	mm		
rozpětí nosníku	L	=	5250	mm		
profil horní výztuže	$\varnothing_2$	=	12	mm		
počet profilů horní výztuže	n_2	=	2	ks		
krytí horní výztuže	c_2	=	35	mm		
profil spodní výztuže	$\varnothing_1$	=	12	mm		
počet profilů dolní výztuže	n_1	=	5	ks		
krytí spodní výztuže	c_1	=	35	mm		
profil třmínků	$\varnothing_{w1}$	=	6	mm		
počet stříhů třmínků v jednom průřezu	n_{w1}	=	2	ks		
vzdálenost třmínků	s_{w1}	=	200	mm		
profil smykových ohybů	$\varnothing_{w2}$	=	0	mm		
počet smykových ohybů	n_{w2}	=	0	ks		
odklon ohybů od vodorovné	α_2	=	45	stupňů		
vzdálenost ohybů	s_{w2}	=	300	mm		
Základní kotevní délka (plné využití prutu)	l_{qrd}	=	25	Ø		
Materiál:						
		E	f_k	γ_M	f_d	f_{lm}
		[GPa]	[MPa]	[-]	[MPa]	[MPa]
Beton	C25/30	31	25,00	1,50	16,7	2,60
Ocel	10505 - R	200	470,00	1,15	408,7	408,7
Účinky zatížení a podmínky působení:						
Moment v poli - základní návrhová kombinace	M_{ed}	=	130,6	kNm	Průběh momentů na nosníku 	
Posouvající síla - základní návrh. kombin.	V_{ed}	=	99,5	kN		
Moment v poli - charakterist. kombin.	M_{ak}	=	93,3	kNm		
- z toho vlastní tíha prvku	$M_{ak,g}$	=	40,0	kNm		
Moment v poli - častá kombinace	M_{fk}	=	83,0	kNm		
Moment v poli - kvazistálá kombinace	M_{gk}	=	80,0	kNm		
Třída životnosti	S4	Budovy a další běžné stavby (50 let)				
Prostředí konstrukce	XC1	Suché, nebo stále mokré (uvnitř budov)				
Mezní šířka trhlin dle prostředí	w_{lim}	=	0,4			
Mezní průhyb od charakterist. kombin.	$f_{lim'st}$	=	1 / 600	=	8,75	mm
Mezní průhyb od kvazistálé kombinace po zabudování prvku	$f_{lim'st-1}$	=	1 / 400	=	13,13	mm
Posouzení ohybové výztuže nosníku:						
účinná výška průřezu - spodní výztuž	d	=	$h - c_1 - (0,5 \cdot \varnothing_1)$	=	709	mm
rameno sil - horní výztuž	z_s	=	$d - c_2 - (0,5 \cdot \varnothing_2)$	=	668	mm
Minimální vyztužení	$A_{s,min}$	=	$\min(0,26 \cdot f_{ctm} \cdot b \cdot d / f_{yk}, 0,0013 \cdot b \cdot d)$	=	306 mm ²	VYHOVUJE
Maximální procento vyztužení	$A_{s,max}$	=	$0,04 \cdot b \cdot d$	=	8508 mm ²	VYHOVUJE
Navržená plocha tažené výztuže	A_{s1}	=	$n_1 \cdot \pi \cdot (\varnothing_1/2)^2$	=	565 mm ²	
Navržená plocha tlačené výztuže	A_{s2}	=	$n_2 \cdot \pi \cdot (\varnothing_2/2)^2$	=	226 mm ²	
Max. započitatelná plocha tlačené výztuže	A_{s2max}	=	$A_{s1} - ((2 \cdot c_2 + \varnothing_2) \cdot b \cdot f_{bd} / f_{sd})$	=	-440 mm ²	
Do výpočtu zahrnutá pl. tlačené výztuže	A_{s2Z}	=	$\min[A_{s2}, A_{s2max}]$	=	0 mm ²	
Síla v tlačené výztuži	F_{sc}	=	$A_{s2Z} \cdot f_{yd} \cdot 10^{-3}$	=	0 kN	
Poloha neutrální osy	x	=	$(A_{s1} - A_{s2}) \cdot f_{yd} / (0,8 \cdot f_{bd} \cdot b)$	=	58 mm	
Maximální výška plochy tlačného betonu	x_{max}	=	$\xi_{bal,1} \cdot d$	=	448 mm	VYHOVUJE
Síla v tlačném betonu	F_c	=	$0,8 \cdot x \cdot b \cdot f_{db} \cdot 10^{-3}$	=	231 kN	
Rameno sil - beton	z_c	=	$d - 0,5 \cdot 0,8 \cdot x$	=	686 mm	
Moment na mezi únosnosti	M_{Rd}	=	$(F_c \cdot z_c + F_{sc} \cdot z_s) \cdot 10^{-3}$	=	159 kNm	VYHOVUJE

Posouzení smykové výztuže nosníku:			
Návrhová posouvající síla	V_{ed}	=	100 kN
Maxim. posouv. síla bez vlivu smyk. výztuže	$V_{Rd,c}$	= $\max[V_{Rd,c1}, V_{Rd,c2}]$	73 kN
NUTNO NAVRHNOUT SMYKOVOU VÝZTUŽ			
Navržená plocha třmínků	A_{sw1}	= $n_w \cdot \pi \cdot (\varnothing_w/2)^2$	57 mm ²
Minimální % vyztužení třmínky	$\rho_{w,min}$	= $(0,08 \cdot \sqrt{f_{ck}}) / f_{yk}$	0
Navržené % vyztužení třmínky	ρ_w	= $A_{sw1} / b \cdot s_{w1}$	0,00094 VYHOVUJE
síla přenesená třmínky	$V_{RD,s1}$	= $\min[V_{RD,s11}, V_{RD,s12}]$	184 kN
síla přenesená ohyby	$V_{RD,s2}$	= $\min[V_{RD,s11}, V_{RD,s12}]$	0 kN
Celková síla přenesená výztuží	$V_{RD,s}$	= $V_{RD,s1} + V_{RD,s2}$	184 kN
maximum přenesené betonem průřezu	$V_{RD,max}$	= $v \cdot f_{cd} \cdot b \cdot z_w \cdot \coth \theta / (1 + \coth^2 \theta)$	595 kN
Posouvající síla na mezi únosnosti	V_{RD}	= $\min[V_{RD,s}, V_{RD,max}]$	184 kN VYHOVUJE

Posouzení šířky trhlin nosníku:			
napětí ve výztuži po vzniku trhliny	σ_s	= $M_k / (z \cdot A_{s1})$	241 Mpa
	w_1	= $(k_3 \cdot c_1 + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \varnothing_1 / \rho_{p,eff}) / E_s$	0,0011
	w_2	= $\sigma_s \cdot (k_1 \cdot f_{ct,eff} / \rho_{p,eff}) \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{p,eff})$	177,271
vypočtená šířka trhliny	w_k	= $w_1 \cdot w_2$	0,20 mm
Mezní šířka trhliny	w_{lim}	=	0,40 VYHOVUJE

Přetvoření nosníku:			
Průhyb od smršťování	f_{cs}	= $0,1 \cdot (1/r)_{cs} \cdot l^2$	1,8 mm
Průhyb od kvazistálé kombinace	$f_{g,lt}$	= $0,1 \cdot (1/r)_{g,lt} \cdot l^2$	4,4 mm
Průhyb od dlouhodobého zatížení celkem	f_{lt}	= $f_{g,lt} + f_{cs}$	6,2 mm
Mezní průhyb dlouhodobý-kvazistálá kombinace	$f_{lim/lt}$	= $l / 600$	8,8 mm VYHOVUJE
Krátkodobý průhyb od vlastní tíhy konstrukce	$f_{g,st1}$	= $0,1 \cdot (1/r)_{g,st1} \cdot l^2$	1 mm
Průhyb od kvazistálé kombinace-bez vlastní tíhy konstrukce	$f_{g,lt-1}$	= $f_{g,lt} - f_{g,st1}$	6 mm
Mezní průhyb dlouhodobý-kvazistálá kombinace po zabudování prvku	$f_{lim/lt}$	= $l / 400$	13 mm VYHOVUJE
Průhyb krátkodobý - častá komb	$f_{st,1}$	= $0,1 \cdot (1/r)_{1,st} \cdot l^2$	1 mm
Průhyb krátkodobý-charakteristická komb	$f_{st,2}$	= $0,1 \cdot (1/r)_{2,st} \cdot l^2$	2 mm
Průhyb od charakt. zatížení celkem	$f_{g,lt}$	= $f_{lt} - f_{st,2}$	9 mm
Mezní průhyb krátkodobý (charakteristická kombinace)	$f_{lim/st}$	= $l / 150$	35 mm VYHOVUJE

beton třídy C25/30 , cement třídy N, zatížení po 28 dnech – součinitel dotvarování $\Phi_c=2,5$
 smršťování proběhne v době 7 dnů, vlhkost 40% – součinitel dotvarování $\Phi_{cs}=3,2$

Dřevinní sloupek

Zatížení od
vln
střechy
snih

$$(0,2 \text{ kN/m}^2) \cdot 0,2$$

$$(0,69 \text{ kN/m}^2) \cdot 0,94 \text{ kN/m}^2$$

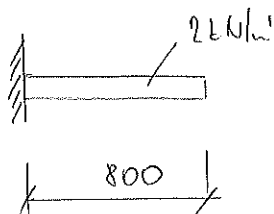
$$(0,99 \text{ kN/m}^2) \cdot 1,49 \text{ kN/m}^2$$

$$2,63 \text{ kN/m}^2$$

Výložení 0,8m

Vzdálenost konzol a prvkem 0,83 m

$$g_{ed} = 2,63 \cdot 0,83 = 2,2 \text{ kN/m}^2$$



$$M_{ed} = 2,2 \cdot 0,8 \cdot 0,5 \cdot 0,8 = 0,7 \text{ kNm} / 0,9 = 0,77 \text{ kNm}^{\text{mod.}}$$

$$V_{ed} = 2,2 \cdot 0,8 = 1,76 \text{ kN} / 0,9 = 1,92 \text{ kN}$$

Vyhovující dřeva 40 x 140 mm

Kotvení

Vzdálenost kotru 10cm; kotvení po 83cm

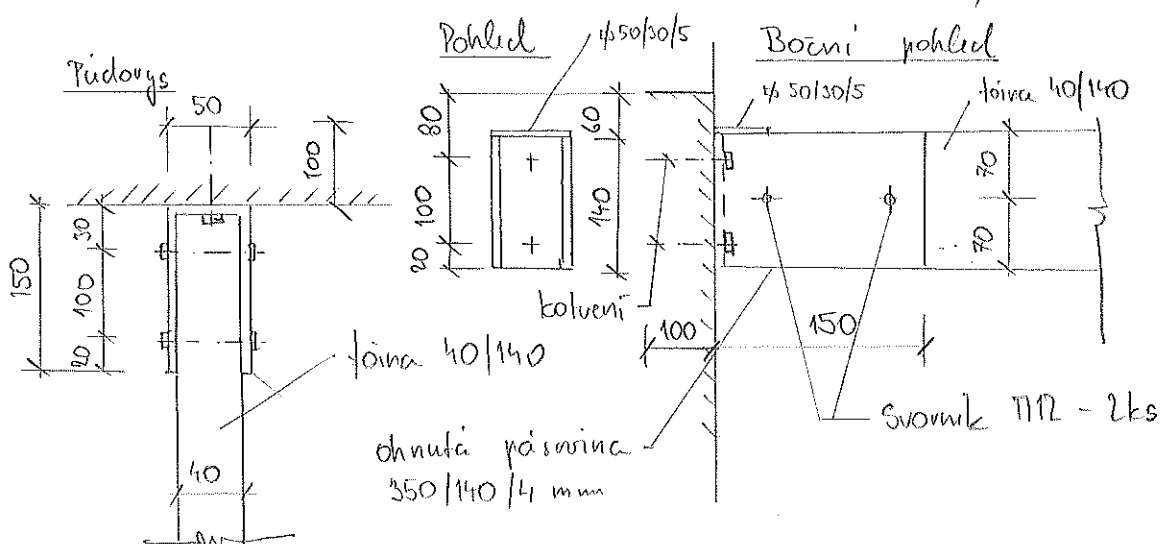
síla na kotru $N_{ed} = 0,77 / 0,1 = 7,7 \text{ kN}$ - tah

posouvající síla na 2 kotry $1,92 \cdot 2 = 0,96 \text{ kN}$ - smyk

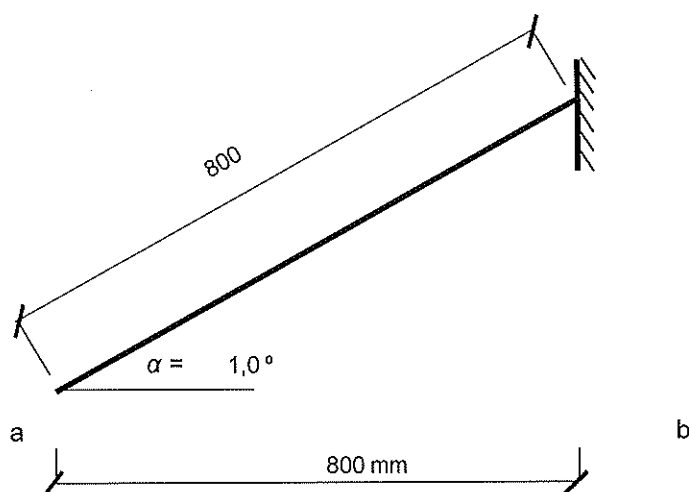
Navržena kotva HILTI HIT-HY 200 (tah 15,5 kN)

Kotvení šroub HIT V; 5,8; M10 smyk 12 kN

Hloubka kotvení 100 mm; vzdálenost od konce 6 cm



Konstrukce: T1 konzola stříšky				40 / 140 mm			
třída provozu 2				(v osedlání)			
	kN/m ²	šířka m	kvazistálé Ψ_2	charakteristic. Ψ_0	kN/m	návrhové γ	kN/m
Střešní plášť - kolmo k rovině střechy	0,69	0,83	1,0	0,57	1,00	0,57	1,35
Celkem stálé $k_{mod} =$	0,90			0,57		0,57	0,77
Sníh - kolmo k rovině střechy	0,99	0,83	0,0	0,00	1,00	0,82	1,50
Vítr - kolmo k rovině střechy	0,20	0,83	0,0	0,00	0,60	0,10	1,50
Celkem proměnné $k_{mod} =$	0,90			0,00		0,92	1,38
Celkem stálé + proměnné kolmo k rovině střechy				0,57		1,49	2,16
Střešní plášť-rovnoběžně s rovinou střechy	0,00	1,00	1,0	0,00	1,00	0,00	1,35
Celkem stálé $k_{mod} =$	0,60			0,00		0,00	0,00
Sníh - rovnoběžně s rovinou střechy	0,00	1,00	0,0	0,00	1,00	0,00	1,50
Vítr - rovnoběžně s rovinou střechy	0,00	1,00	0,0	0,00	0,60	0,00	1,50
Celkem proměnné krátkodobé $k_{mod} =$	0,90			0,00		0,00	0,00
Celkem stálé + proměnné rovnoběžně s rovinou střechy				0,00		0,00	0,00



Účinky zatížení - $MSÚ / K_{mod} = MSÚ_{mod}$

$$\begin{aligned}
 V_{ed,mod} &= 1 \times (0,77 / 0,90 + 1,38 / 0,90) \times 0,80 = 1,92 \text{ kN} \\
 N_{ed,mod} &= 1 \times (0,00 / 0,60 + 0,00 / 0,90) \times 0,80 = 0,00 \text{ kN} \\
 M_{Ed,y,mod} &= 0,500 \times (0,77 / 0,90 + 1,38 / 0,90) \times 0,80 \times 0,80 = 0,77 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Účinky zatížení - MSP (kombinace charakteristická)

$$M_{char} = 0,500 \times 1,49 \times 0,80 \times 0,80 = 0,48 \text{ kN}$$

Účinky zatížení - MSP (kombinace kvazistálá)

$$M_{gk} = 0,500 \times 0,57 \times 0,80 \times 0,80 = 0,18 \text{ kN}$$

Účinná délka nosníku pro výpočet klopení dle ČSN EN 1995-1-1, tab.6.1-konzola, spojitě zatížení =>

$$\Rightarrow l_{ef} = 0,50 \times 800 = 400 \text{ mm}$$

Účinná délka nosníku pro výpočet vzpěru -konzola, spojitě zatížení =>

$$\Rightarrow l_{cr,y} = 2,00 \times 800 = 1\,600 \text{ mm}$$

$$\Rightarrow l_{cr,z} = 2,00 \times 800 = 1\,600 \text{ mm}$$

1	T1 konzola stříšky	-
---	--------------------	---

Průřezové charakteristiky

Šířka průřezu	b	=		=	40 mm	=	4,00E-02 m
Výška průřezu	h	=		=	140 mm	=	1,40E-01 m
Plocha průřezu	A	=	b * h	=	5600 mm ²	=	5,60E-03 m ²
Moduly průřezu	W _y	=	(b * h ³) / 6	=	130666,67 mm ³	=	1,31E-04 m ³
	W _z	=	(h * b ³) / 6	=	37333,33 mm ³	=	3,73E-05 m ³
Momenty setrvačnosti	I _y	=	(b * h ³) / 12	=	9,15E+006 mm ⁴	=	9,15E-06 m ⁴
	I _z	=	(h * b ³) / 12	=	7,47E+005 mm ⁴	=	7,47E-07 m ⁴
Poloměry setrvačnosti	i _y	=	$\sqrt{I_y/A}$	=	40,41 mm	=	4,04E-02 m
	i _z	=	$\sqrt{I_z/A}$	=	11,55 mm	=	1,15E-02 m

Materiálové charakteristiky - dřevo třídy S I (C24)

Ohyb	f _{m,k}	=	24 MPa	γ _M	=	1,3	f _{m,d}	=	18,5 MPa
Tah - ve směru vláken	f _{t,0,k}	=	14 MPa	γ _M	=	1,3	f _{t,0,d}	=	10,8 MPa
Tlak - ve směru vláken	f _{c,0,k}	=	21 MPa	γ _M	=	1,3	f _{c,0,d}	=	16,2 MPa
Smyk	f _{v,k}	=	3 MPa	γ _M	=	1,3	f _{v,d}	=	1,9 MPa
Modul pružnosti	E _{0,05}	=	7 400 MPa						
	E _{0,mean}	=	11 000 MPa	G _{mean}	=	690 MPa			

Napětí od ohybu s vlivem klopení

Rostlé dřevo =>	β _c	=	0,2						
Součinitel klopení K _{crit}	σ _{m,crit}	=	0,78*b ² *E _{0,05} /(h*I _{ef})	=	164,9 MPa				
	λ _{rel,m}	=	$\sqrt{f_{m,k} / \sigma_{m,crit}}$	=	0,38 < 0,75 =>	k _{crit}	=	1,00	
	σ _{m,y,d}	=	M _{Ed,y,mod} / W _y	=	5,9 MPa				

Napětí od tahu

Napětí od prostého tahu	σ _{t,0,d}	=	N _{ed,mod} / A	=	0,00 MPa
-------------------------	--------------------	---	-------------------------	---	----------

Posouzení tlaku s ohybem

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{t,0,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{k_{crit} * f_{m,d}} = 0,00 + 0,32 = 0,32 < 1 \quad \text{VYHOVUJE}$$

Posouzení smyku

Smykové napětí	τ _d	=	3*V _{ed,mod} /(2*A)	=	0,51 Mpa < 1,9 Mpa	VYHOVUJE
----------------	----------------	---	------------------------------	---	--------------------	----------

Posouzení přetvoření - okamžitý průhyb - charakteristická kombinace (mezní hodnoty tab.7.1)

$$w_{inst,y} = \frac{M_{char} * L^2}{4 * E_{0,mean} * I_y} = 0,76 \text{ mm} < \frac{L}{250} = 3,20 \text{ mm} \quad \text{VYHOVUJE}$$

- okamžitý průhyb - kvazistálá kombinace k_{def} = 0,8

$$w_{fin} = (1+k_{def}) * \frac{M_{gk} * L^2}{4 * E_{0,mean} * I_y} = 0,52 \text{ mm} < \frac{L}{300} = 2,67 \text{ mm} \quad \text{VYHOVUJE}$$

ZDVO

Oslení obvodové stěny u průlátu	5m
Zatření průlátu	99,5 LN
Zatření u stěny	87,9 LN
	137,4 LN

Posuzována stěna 300 x 1000 mm
Výška stěny 3,7m

Vyhovuje cihelný blok pevnosti P10 na
tenkovrstvou maltu (např. Porotherm 30 Profi)

Vnitřní stěna

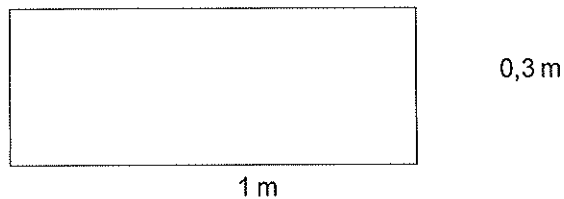
Pilíř mezi dveřmi 500 x 300 mm; výška 3,7m
Zatěžovací prah $(2,7 + 5,7) \cdot 0,5 + 0,2 = 4,5 \text{ m} \times 1,5 \text{ m}$

Zatření střechem	$4,5 \cdot 1,5 \cdot 7,66$	$= 51,7 \text{ LN}$
Stěna	$1,5 \cdot 1,75 \cdot 3,97$	$= 9,4 \text{ LN}$
Věnce + podklad	$0,2 \cdot 0,5 \cdot 25 \cdot 1,35$	$= 5,1 \text{ LN}$
		64,2 LN

Vyhovuje cihelný blok pevnosti P10
na tenkovrstvou maltu (např. Porotherm 30 Profi)

Návrhová únosnost stěny - pilíře podle ČSN EN 1996-1-1 (moment od zatížení působí ve svislé rovině souměrnosti prvku)	str. 1/2
Zděný prvek:	Ostění u průvlastu 5m

Obrázek :



Geometrie:

světla výška stěny (pilíře)	$h =$	3,700 m,
šířka posuzovaného obdélníkového průřezu stěny - L (pilíře - b)	$L (b) =$	1,000 m,
tloušťka stěny (výška průřezu pilíře) bez omítky	$t =$	0,300 m.

Zatížení

v hlavě stěny (pilíře):

normálová síla od návrhového zatížení horních podlaží	$N_{Ed1} =$	137,4 kN,
moment od svislého a vodorovného návrhového zatížení	$M_{Ed1} =$	0,00 kNm,

v polovině výšky stěny (pilíře):

normálová síla od návrhového zatížení	$N_{Edm} =$	143,4 kN,
moment od svislého a vodorovného návrhového zatížení	$M_{Edm} =$	4,50 kNm,

v patě stěny (pilíře):

normálová síla od návrhového zatížení	$N_{Ed2} =$	149,4 kN,
moment od svislého a vodorovného návrhového zatížení	$M_{Ed2} =$	9,00 kNm,

ZDIVO - materiálové charakteristiky

dílčí součinitel spolehlivosti zdiva	$\gamma_M =$	2,2 ,
název zdicího prvku:	Porotherm30 profi + celoplošné lepidlo	
pevnost zdicího prvku v tlaku (značka)	$f_u =$	10 MPa,
pevnost malty v tlaku (značka)	$f_m =$	10,0 MPa,
součinitel	$K_E =$	1000 ,
objemová hmotnost zdiva	$\rho_{ms} =$	800 kg/m ³ ,

délka: šířka: výška [mm] :

rozměry zdicího prvku:	247	300	250
podíl děrování v % :	57	skupina zdicích prvků:	2
výskyt podélné styčné spáry:	ne	$K =$	0,70 ,
pro nejmenší šířku a výšku zdicího prvku obdržíme z [1], tab.3.2		$\delta =$	1,106 ,
normalizovaná pevnost zdicího prvku v tlaku		$f_b = \delta f_u =$	11,06 MPa;
charakteristická pevnost zdiva v tlaku (vypočtená)		$f_k = K f_b^{0,7} f_m^{0,3} =$	7,509 MPa,
charakteristická pevnost zdiva v tlaku (dle výrobce)		$f_k =$	3,880 MPa,
návrhová pevnost zdiva v tlaku		$f_d = f_k / \gamma_M =$	1,764 Mpa.
součinitel pro stanovení vzpěrné délky		$\rho_n =$	1,00
účinná výška stěny (pilíře)		$h_{ef} = \rho_n h =$	3,70 m,
účinná tloušťka stěny (pilíře)		$t_{ef} = t =$	0,300 m,
štíhlostní poměr stěny (pilíře)		$h_{ef} / t_{ef} =$	12,33
vyhovuje, neboť je menší, než mezní štíhlost			27 .

0		
---	--	--

Ověření nosné spolehlivosti průřezu 1 :

výstřednost od návrhového zatížení	$e_{E1} = M_{Ed1} / N_{Ed1} =$	0,0000 m,
počáteční výstřednost	$e_{init} = h_{ef} / 450 =$	0,0082 m,
výstřednost v hlavě	$e_1 = e_{E1} + e_{init} =$	0,0082 m,
minimální výstřednost	$0,05t =$	0,0150 m,
výsledná výstřednost (větší z obou předchozích hodnot)	$e_1 =$	0,0150 m,
zmenšující součinitel	$F_1 = 1 - 2(e_1/t) =$	0,900 ,
návrhová únosnost v průřezu 1	$N_{Rd1} = F_1 b t f_d =$	476,18 kN,
normálová síla od návrh.zatížení v průřezu 1	$N_{Ed1} =$	137,40 kN.

Průřez vyhovuje.

Ověření nosné spolehlivosti průřezu m v polovině výšky stěny (pilíře):

výstřednost od návrhového zatížení	$e_{Em} = M_{Edm} / N_{Edm} =$	0,0314 m,
výstřednost od dotvarování	$e_k =$	0,0000 m,
počáteční výstřednost	$e_{init} = h_{ef} / 450 =$	0,0082 m,
výstřednost v polovině výšky pilíře	$e_{mk} = e_{Em} + e_k + e_{init} =$	0,0396 m,
minimální výstřednost	$0,05t =$	0,0150 m,
výsledná výstřednost (větší z obou předchozích hodnot)	$e_{mk} =$	0,0396 m,
poměrná výsledná výstřednost	$e_{mk}/t =$	0,1320 ,
zmenšující součinitel vypočtený ze vzorců podle přílohy G normy ČSN EN 1996-1-1 pro výše uvedené hodnoty $K_E, h_{ef}/t_{ef}$ a e_{mk}/t	$F_m =$	0,6263 ,
návrhová únosnost v průřezu m	$N_{Rdm} = F_m b t f_d =$	331,35 kN,
normálová síla od návrh.zatížení v průřezu m	$N_{Edm} =$	143,39 kN.

Průřez vyhovuje.

Ověření nosné spolehlivosti průřezu m v rovině kolmé k předchozí rovině ohybu

je možno vynechat!

výstřednost od návrhového zatížení	$e_{Em} =$	0,0000 m,
výstřednost od dotvarování	$e_k =$	0,0000 m,
počáteční výstřednost	$e_{init} = h_{ef} / 450 =$	0,0082 m,
výstřednost v polovině výšky pilíře	$e_{mk} = e_{Em} + e_k + e_{init} =$	0,0082 m,
minimální výstřednost	$0,05b =$	0,0500 m,
výsledná výstřednost (větší z obou předchozích hodnot)	$e_{mk} =$	0,0500 m,
poměrná výsledná výstřednost	$e_{mk}/b =$	0,0500 ,
účinná tloušťka stěny (pilíře)	$b_{ef} = b =$	1,0000 m,
štíhlostní poměr stěny (pilíře)	$h_{ef}/b_{ef} =$	3,70 ,
vyhovuje, neboť je menší, než mezní štíhlost		27 ,

zmenšující součinitel vypočtený ze vzorců podle přílohy G normy ČSN EN 1996-1-1

pro výše uvedené hodnoty $K_E, h_{ef}/b_{ef}$ a e_{mk}/b	$F_m =$	0,8971 ,
návrhová únosnost v průřezu m	$N_{Rdm} = F_m b t f_d =$	474,64 kN,
normálová síla od návrh.zatížení v průřezu m	$N_{Edm} =$	143,39 kN.

Průřez vyhovuje.

Ověření nosné spolehlivosti průřezu 2 v patě stěny (pilíře):

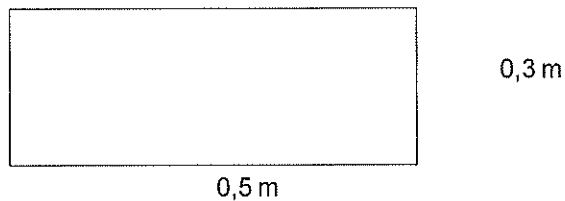
výstřednost od návrhového zatížení	$e_{E2} = M_{Ed2} / N_{Ed2} =$	0,0602 m,
počáteční výstřednost	$e_{init} = h_{ef} / 450 =$	0,0082 m,
výstřednost v patě	$e_2 = e_{E2} + e_{init} =$	0,0685 m,
minimální výstřednost	$0,05t =$	0,0150 m,
výsledná výstřednost (větší z obou předchozích hodnot)	$e_2 =$	0,0685 m,
zmenšující součinitel	$F_2 = 1 - 2(e_2/t) =$	0,544 ,
návrhová únosnost v průřezu 2	$N_{Rd2} = F_2 b t f_d =$	287,59 kN,
normálová síla od návrh.zatížení v průřezu 2	$N_{Ed2} =$	149,39 kN.

Průřez vyhovuje.

0		
---	--	--

Návrhová únosnost stěny - pilíře podle ČSN EN 1996-1-1 (moment od zatížení působí ve svislé rovině souměrnosti prvku)	str. 1/2
Zděný prvek:	Pilíř mezi dveřmi

Obrázek :



Geometrie:

světla výška stěny (pilíře)	$h =$	3,700 m,
šířka posuzovaného obdélníkového průřezu stěny - L (pilíře - b)	$L (b) =$	0,500 m,
tloušťka stěny (výška průřezu pilíře) bez omítky	$t =$	0,300 m.

Zatížení

v hlavě stěny (pilíře):

normálová síla od návrhového zatížení horních podlaží	$N_{Ed1} =$	64,2 kN,
moment od svislého a vodorovného návrhového zatížení	$M_{Ed1} =$	0,00 kNm,

v polovině výšky stěny (pilíře):

normálová síla od návrhového zatížení	$N_{Edm} =$	67,2 kN,
moment od svislého a vodorovného návrhového zatížení	$M_{Edm} =$	1,80 kNm,

v patě stěny (pilíře):

normálová síla od návrhového zatížení	$N_{Ed2} =$	70,2 kN,
moment od svislého a vodorovného návrhového zatížení	$M_{Ed2} =$	3,60 kNm,

ZDIVO - materiálové charakteristiky

dílčí součinitel spolehlivosti zdiva	$\gamma_M =$	2,2 ,
název zdicích prvku:	Porotherm30 profi + celoplošné lepidlo	
pevnost zdicích prvku v tlaku (značka)	$f_u =$	10 MPa,
pevnost malty v tlaku (značka)	$f_m =$	10,0 MPa,
součinitel	$K_E =$	1000 ,
objemová hmotnost zdiva	$\rho_{ms} =$	800 kg/m ³ ,

délka: šířka: výška [mm] :

rozměry zdicích prvku:	247	300	250
podíl děrování v % :	57	skupina zdicích prvků:	2
výskyt podélné styčné spáry:	ne	$K =$	0,70 ,
pro nejmenší šířku a výšku zdicích prvku obdržíme z [1], tab.3.2		$\delta =$	1,106 ,
normalizovaná pevnost zdicích prvku v tlaku		$f_b = \delta f_u =$	11,06 MPa;
charakteristická pevnost zdiva v tlaku (vypočtená)		$f_k = K f_b^{0,7} f_m^{0,3} =$	7,509 MPa,
charakteristická pevnost zdiva v tlaku (dle výrobce)		$f_k =$	3,880 MPa,
návrhová pevnost zdiva v tlaku		$f_d = f_k / \gamma_M =$	1,764 Mpa.
součinitel pro stanovení vzpěrné délky		$\rho_n =$	1,00
účinná výška stěny (pilíře)		$h_{ef} = \rho_n h =$	3,70 m,
účinná tloušťka stěny (pilíře)		$t_{ef} = t =$	0,300 m,
štíhlostní poměr stěny (pilíře)		$h_{ef} / t_{ef} =$	12,33
vyhovuje, neboť je menší, než mezní štíhlost			27 .

0		
---	--	--

Ověření nosné spolehlivosti průřezu 1 :

výstřednost od návrhového zatížení	$e_{E1} = M_{Ed1} / N_{Ed1} =$	0,0000 m,
počáteční výstřednost	$e_{init} = h_{ef} / 450 =$	0,0082 m,
výstřednost v hlavě	$e_1 = e_{E1} + e_{init} =$	0,0082 m,
minimální výstřednost	$0,05t =$	0,0150 m,
výsledná výstřednost (větší z obou předchozích hodnot)	$e_1 =$	0,0150 m,
zmenšující součinitel	$F_1 = 1 - 2(e_1/t) =$	0,900 ,
návrhová únosnost v průřezu 1	$N_{Rd1} = F_1 b t f_d =$	238,09 kN,
normálová síla od návrh.zatížení v průřezu 1	$N_{Ed1} =$	64,20 kN.

Průřez vyhovuje.
Ověření nosné spolehlivosti průřezu m v polovině výšky stěny (pilíře):

výstřednost od návrhového zatížení	$e_{Em} = M_{Edm} / N_{Edm} =$	0,0268 m,
výstřednost od dotvarování	$e_k =$	0,0000 m,
počáteční výstřednost	$e_{init} = h_{ef} / 450 =$	0,0082 m,
výstřednost v polovině výšky pilíře	$e_{mk} = e_{Em} + e_k + e_{init} =$	0,0350 m,
minimální výstřednost	$0,05t =$	0,0150 m,
výsledná výstřednost (větší z obou předchozích hodnot)	$e_{mk} =$	0,0350 m,
poměrná výsledná výstřednost	$e_{mk} / t =$	0,1167 ,
zmenšující součinitel vypočtený ze vzorců podle přílohy G normy ČSN EN 1996-1-1 pro výše uvedené hodnoty $K_E, h_{ef}/t, e_{mk}/t$	$F_m =$	0,6586 ,
návrhová únosnost v průřezu m	$N_{Rdm} = F_m b t f_d =$	174,24 kN,
normálová síla od návrh.zatížení v průřezu m	$N_{Edm} =$	67,20 kN.

Průřez vyhovuje.
Ověření nosné spolehlivosti průřezu m v rovině kolmé k předchozí rovině ohybu
je možno vynechat!

výstřednost od návrhového zatížení	$e_{Em} =$	0,0000 m,
výstřednost od dotvarování	$e_k =$	0,0000 m,
počáteční výstřednost	$e_{init} = h_{ef} / 450 =$	0,0082 m,
výstřednost v polovině výšky pilíře	$e_{mk} = e_{Em} + e_k + e_{init} =$	0,0082 m,
minimální výstřednost	$0,05b =$	0,0250 m,
výsledná výstřednost (větší z obou předchozích hodnot)	$e_{mk} =$	0,0250 m,
poměrná výsledná výstřednost	$e_{mk} / b =$	0,0500 ,
účinná tloušťka stěny (pilíře)	$b_{ef} = b =$	0,5000 m,
štíhlostní poměr stěny (pilíře)	$h_{ef} / b_{ef} =$	7,40 ,
vyhovuje, neboť je menší, než mezní štíhlost		27 ,

zmenšující součinitel vypočtený ze vzorců podle přílohy G normy ČSN EN 1996-1-1

pro výše uvedené hodnoty $K_E, h_{ef}/b_{ef}, e_{mk}/b$	$F_m =$	0,8713 ,
návrhová únosnost v průřezu m	$N_{Rdm} = F_m b t f_d =$	230,49 kN,
normálová síla od návrh.zatížení v průřezu m	$N_{Edm} =$	67,20 kN.

Průřez vyhovuje.
Ověření nosné spolehlivosti průřezu 2 v patě stěny (pilíře):

výstřednost od návrhového zatížení	$e_{E2} = M_{Ed2} / N_{Ed2} =$	0,0513 m,
počáteční výstřednost	$e_{init} = h_{ef} / 450 =$	0,0082 m,
výstřednost v patě	$e_2 = e_{E2} + e_{init} =$	0,0595 m,
minimální výstřednost	$0,05t =$	0,0150 m,
výsledná výstřednost (větší z obou předchozích hodnot)	$e_2 =$	0,0595 m,
zmenšující součinitel	$F_2 = 1 - 2(e_2/t) =$	0,603 ,
návrhová únosnost v průřezu 2	$N_{Rd2} = F_2 b t f_d =$	159,59 kN,
normálová síla od návrh.zatížení v průřezu 2	$N_{Ed2} =$	70,19 kN.

Průřez vyhovuje.

0		
---	--	--

Vnitřní stěna 250mm

Ostění okna u chvěi $250 \times 1000 \text{ mm}$; $\sigma = 37 \text{ m}$

Zatěžovací pruh $(4,1 + 2,7) \cdot 0,5 + 0,25 = 3,65 \text{ m}$; $\times 1,5 \text{ m}$

Zatřetí střešou $3,65 \cdot 1,5 \cdot 7,66 = 41,9 \text{ kN}$

Stěna $1,5 \cdot 3,43 \cdot 1,25 = 6,4 \text{ kN}$

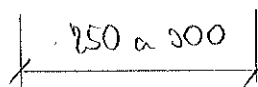
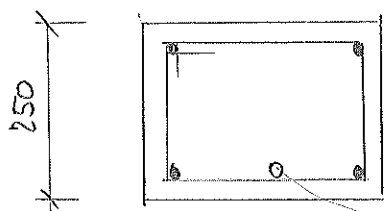
Věnce $1,5 \cdot 0,25 \cdot 0,25 \cdot 25 \cdot 1,25 = 3,2 \text{ kN}$

51,5 kN

Vyhovuje cihelný blok pevnosti P10
na tenkovrstvou maltu (např. Porotherm 24 Profi)

Věnce

Obvodové i vnitřní stěny ukončeny pozedním věncem.



Beton C25/30 XC1; Ocel B500B;

2 ϕ R12

liminly ϕ R6 a' 300mm

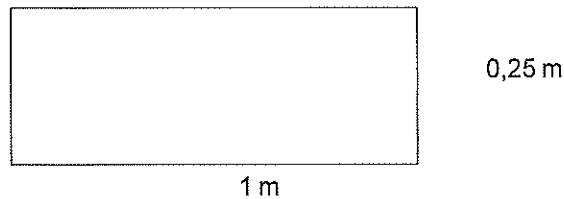
2 ϕ R12; kryti 35mm

v místě okna 2m a více bude
uložen další prut ϕ R12 přesahující
okno o 50 cm na každou stranu

- věnce umístěn pod stropním panelem a v místě stříšek.
- v úrovni stropu umístěn obvodový věnce - viz strop.

Návrhová únosnost stěny - pilíře podle ČSN EN 1996-1-1 (moment od zatížení působí ve svislé rovině souměrnosti prvku)	str. 1/2
Zděný prvek:	Ostění stěny tl. 250mm

Obrázek :



Geometrie:

světla výška stěny (pilíře)	$h =$	3,700 m,
šířka posuzovaného obdélníkového průřezu stěny - L (pilíře - b)	$L (b) =$	1,000 m,
tloušťka stěny (výška průřezu pilíře) bez omítky	$t =$	0,250 m.

Zatížení

v hlavě stěny (pilíře):

normálová síla od návrhového zatížení horních podlaží	$N_{Ed1} =$	51,5 kN,
moment od svislého a vodorovného návrhového zatížení	$M_{Ed1} =$	0,00 kNm,

v polovině výšky stěny (pilíře):

normálová síla od návrhového zatížení	$N_{Edm} =$	56,5 kN,
moment od svislého a vodorovného návrhového zatížení	$M_{Edm} =$	1,50 kNm,

v patě stěny (pilíře):

normálová síla od návrhového zatížení	$N_{Ed2} =$	61,5 kN,
moment od svislého a vodorovného návrhového zatížení	$M_{Ed2} =$	3,00 kNm,

ZDIVO - materiálové charakteristiky

dílčí součinitel spolehlivosti zdiva	$\gamma_M =$	2,2 ,
název zdicího prvku:	Porotherm24 profi + celoplošné lepidlo	
pevnost zdicího prvku v tlaku (značka)	$f_u =$	10 MPa,
pevnost malty v tlaku (značka)	$f_m =$	10,0 MPa,
součinitel	$K_E =$	1000 ,
objemová hmotnost zdiva	$\rho_{ms} =$	800 kg/m ³ ,

délka: šířka: výška [mm] :

rozměry zdicího prvku:	247	240	250
podíl děrování v % :	57	skupina zdicích prvků:	2
výskyt podélné styčné spáry:	ne	$K =$	0,70 ,
pro nejmenší šířku a výšku zdicího prvku obdržíme z [1], tab.3.2		$\delta =$	0,850 ,
normalizovaná pevnost zdicího prvku v tlaku		$f_b = \delta f_u =$	8,50 MPa;
charakteristická pevnost zdiva v tlaku (vypočtená)		$f_k = K f_b^{0,7} f_m^{0,3} =$	6,247 MPa,
charakteristická pevnost zdiva v tlaku (dle výrobce)		$f_k =$	3,910 MPa,
návrhová pevnost zdiva v tlaku		$f_d = f_k / \gamma_M =$	1,777 Mpa.
součinitel pro stanovení vzpěrné délky		$\rho_n =$	1,00
účinná výška stěny (pilíře)		$h_{ef} = \rho_n h =$	3,70 m,
účinná tloušťka stěny (pilíře)		$t_{ef} = t =$	0,250 m,
štíhlostní poměr stěny (pilíře)		$h_{ef} / t_{ef} =$	14,80
vyhovuje, neboť je menší, než mezní štíhlost			27 .

0		
---	--	--

Ověření nosné spolehlivosti průřezu 1 :

výstřednost od návrhového zatížení	$e_{E1} = M_{Ed1} / N_{Ed1} =$	0,0000 m,
počáteční výstřednost	$e_{init} = h_{ef} / 450 =$	0,0082 m,
výstřednost v hlavě	$e_1 = e_{E1} + e_{init} =$	0,0082 m,
minimální výstřednost	$0,05t =$	0,0125 m,
výsledná výstřednost (větší z obou předchozích hodnot)	$e_1 =$	0,0125 m,
zmenšující součinitel	$F_1 = 1 - 2(e_1/t) =$	0,900 ,
návrhová únosnost v průřezu 1	$N_{Rd1} = F_1 b t f_d =$	399,89 kN,
normálová síla od návrh.zatížení v průřezu 1	$N_{Ed1} =$	51,50 kN.

Průřez vyhovuje.

Ověření nosné spolehlivosti průřezu m v polovině výšky stěny (pilíře):

výstřednost od návrhového zatížení	$e_{Em} = M_{Edm} / N_{Edm} =$	0,0266 m,
výstřednost od dotvarování	$e_k =$	0,0000 m,
počáteční výstřednost	$e_{init} = h_{ef} / 450 =$	0,0082 m,
výstřednost v polovině výšky pilíře	$e_{mk} = e_{Em} + e_k + e_{init} =$	0,0348 m,
minimální výstřednost	$0,05t =$	0,0125 m,
výsledná výstřednost (větší z obou předchozích hodnot)	$e_{mk} =$	0,0348 m,
poměrná výsledná výstřednost	$e_{mk}/t =$	0,1391 ,
zmenšující součinitel vypočtený ze vzorců podle přílohy G normy ČSN EN 1996-1-1 pro výše uvedené hodnoty $K_E, h_{ef}/t, a, e_{mk}/t$	$F_m =$	0,5594 ,
návrhová únosnost v průřezu m	$N_{Rdm} = F_m b t f_d =$	248,56 kN,
normálová síla od návrh.zatížení v průřezu m	$N_{Edm} =$	56,50 kN.

Průřez vyhovuje.

Ověření nosné spolehlivosti průřezu m v rovině kolmé k předchozí rovině ohybu

je možno vynechat!

výstřednost od návrhového zatížení	$e_{Em} =$	0,0000 m,
výstřednost od dotvarování	$e_k =$	0,0000 m,
počáteční výstřednost	$e_{init} = h_{ef} / 450 =$	0,0082 m,
výstřednost v polovině výšky pilíře	$e_{mk} = e_{Em} + e_k + e_{init} =$	0,0082 m,
minimální výstřednost	$0,05b =$	0,0500 m,
výsledná výstřednost (větší z obou předchozích hodnot)	$e_{mk} =$	0,0500 m,
poměrná výsledná výstřednost	$e_{mk}/b =$	0,0500 ,
účinná tloušťka stěny (pilíře)	$b_{ef} = b =$	1,0000 m,
štíhlostní poměr stěny (pilíře)	$h_{ef}/b_{ef} =$	3,70 ,
vyhovuje, neboť je menší, než mezní štíhlost		27 ,
zmenšující součinitel vypočtený ze vzorců podle přílohy G normy ČSN EN 1996-1-1 pro výše uvedené hodnoty $K_E, h_{ef}/b_{ef}, a, e_{mk}/b$	$F_m =$	0,8971 ,
návrhová únosnost v průřezu m	$N_{Rdm} = F_m b t f_d =$	398,60 kN,
normálová síla od návrh.zatížení v průřezu m	$N_{Edm} =$	56,50 kN.

Průřez vyhovuje.

Ověření nosné spolehlivosti průřezu 2 v patě stěny (pilíře):

výstřednost od návrhového zatížení	$e_{E2} = M_{Ed2} / N_{Ed2} =$	0,0488 m,
počáteční výstřednost	$e_{init} = h_{ef} / 450 =$	0,0082 m,
výstřednost v patě	$e_2 = e_{E2} + e_{init} =$	0,0570 m,
minimální výstřednost	$0,05t =$	0,0125 m,
výsledná výstřednost (větší z obou předchozích hodnot)	$e_2 =$	0,0570 m,
zmenšující součinitel	$F_2 = 1 - 2(e_2/t) =$	0,544 ,
návrhová únosnost v průřezu 2	$N_{Rd2} = F_2 b t f_d =$	241,67 kN,
normálová síla od návrh.zatížení v průřezu 2	$N_{Ed2} =$	61,49 kN.

Průřez vyhovuje.

0		
---	--	--

Základy

Obvodová stěna

Zatírcí	střechou		18,8 kN/m'
	sněh		4,69 kN/m'
	větr		0,57 kN/m'
Věnce			4,05 kN/m'
Stěna	3,5 · 4,37	=	15,3 kN/m'
Střížnice			1,46 kN/m'
Podlaha	1 NP		11,56 kN/m'
Základový pas	0,6 · 1,25 · 1,35	=	20,25 kN/m'
Odpisot zeminy	0,6 · 0,8 · 19 · 0,9	=	8,2 kN/m'
			68,5 kN/m'

$$\sigma = \frac{68,5}{0,6} = 114,2 \text{ kPa} < 300 \text{ kPa}$$

Základ s vltým otvorem

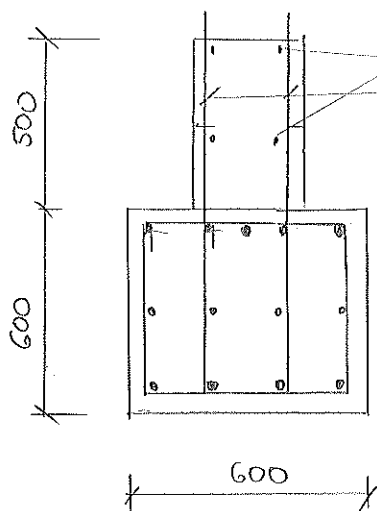
$$\text{Rozpětí otvoru} \quad 5 \cdot 1,06 = 5,25 \text{ m}$$

$$q_m = 68,5 + 8,2 - 20,25 - 11,56 = 45 \text{ kN/m'}$$

$$M_{ed} = 0,125 \cdot 45 \cdot 5,25^2 = 155,1 \text{ kNm}$$

$$M_{ed} = 110,7 \text{ kNm}$$

$$V_{ed} = 0,5 \cdot 45 \cdot 5,25 = 118,1 \text{ kN}$$



2φ28 do každé spáry
2φ22 a 400 mm

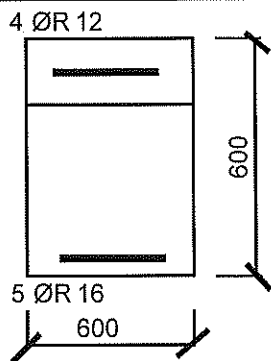
5φ22 v místě otvoru 5m; jinak 4φ22

4φ22 tíminky φ28 a 300 mm
(mimo otvor a 400 mm)

4φ22

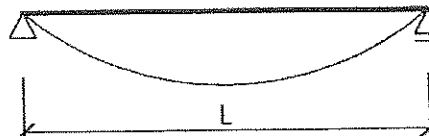
Beton C16/20 x C2

Ocel B500B; křeh 50 mm

Železobetonový prvek: Základ u velkého otvoru		průřez v poli	str. 1/2
Rozměry:		 4 ØR 12 600 600 5 ØR 16 600 Třmínky 4 Ø 8 á 300 Ohyby 0 Ø 0 á 300 α_2 Délka přesahu při stykování >50% plochy výztuže $l_o = 53 \varnothing$	
šířka průřezu	b = 600 mm		
výška průřezu	h = 600 mm		
rozpětí nosníku	L = 5250 mm		
profil horní výztuže	Ø ₂ = 12 mm		
počet profilů horní výztuže	n ₂ = 4 ks		
krytí horní výztuže	c ₂ = 50 mm		
profil spodní výztuže	Ø ₁ = 16 mm		
počet profilů dolní výztuže	n ₁ = 5 ks		
krytí spodní výztuže	c ₁ = 50 mm		
profil třmínků	Ø _{w1} = 8 mm		
počet stříhů třmínků v jednom průřezu	n _{w1} = 4 ks		
vzdálenost třmínků	s _{w1} = 300 mm		
profil smykových ohybů	Ø _{w2} = 0 mm		
počet smykových ohybů	n _{w2} = 0 ks		
odklon ohybů od vodorovné	α_2 = 45 stupňů		
vzdálenost ohybů	s _{w2} = 300 mm		
Základní kotevní délka (plné využití prutu)	l _{qrd} = 35 Ø		

Materiál:		E	f _k	γ _M	f _d	f _{lm}
		[GPa]	[MPa]	[-]	[MPa]	[MPa]
Beton	C16/20	29	16,00	1,50	10,7	1,90
Ocel	10505 - R	200	470,00	1,15	408,7	408,7

Účinky zatížení a podmínky působení:

Moment v poli - základní návrhová kombinace	M _{ed} =	155,1 kNm	Průběh momentů na nosníku 
Posouvající síla - základní návrh.kombin.	V _{ed} =	118,1 kN	
Moment v poli - charakterist. kombin	M _{ak} =	110,7 kNm	
- z toho vlastní tíha prvku	M _{ak,g} =	80,0 kNm	
Moment v poli - častá kombinace	M _{fk} =	100,0 kNm	
Moment v poli - kvazistálá kombinace	M _{gk} =	90,0 kNm	
Třída životnosti	S4	Budovy a další běžné stavby (50 let)	
Prostředí konstrukce	XC2	Mokrý, občas suchý (základy)	
Mezní šířka trhlin dle prostředí	w _{lim} =	0,3	
Mezní průhyb od charakteristic.kombin.	f _{lim'st} =	1 / 500	= 10,50 mm
Mezní průhyb od kvazistálé kombinace po zabudování prvku	f _{lim'st-1} =	1 / 300	= 17,50 mm

Posouzení ohybové výztuže nosníku:

účinná výška průřezu - spodní výztuž	d = h - c ₁ - (0,5*Ø ₁)	=	542 mm	
rameno sil - horní výztuž	z _s = d - c ₂ - (0,5*Ø ₂)	=	486 mm	
Minimální vyztužení	A _{S,min} = min(0,26*f _{ctm} *b*d/f _{yk} ; 0,0013*b*d)	=	423 mm ²	VYHOVUJE
Maximální procento vyztužení	A _{S,max} = 0,04*b*d	=	13008 mm ²	VYHOVUJE
Navržená plocha tažené výztuže	A _{S1} = n ₁ *π*(Ø ₁ /2) ²	=	1005 mm ²	
Navržená plocha tlačené výztuže	A _{S2} = n ₂ *π*(Ø ₂ /2) ²	=	452 mm ²	
Max.započitatelná plocha tlačené výztuže	A _{S2max} = A _{S1} - ((2*c ₂ +Ø ₂)*b*f _{bd} /f _{sd})	=	-754 mm ²	
Do výpočtu zahrnutá pl. tlačené výztuže	A _{S2Z} = min [A _{S2} ; A _{S2max}]	=	0 mm ²	
Síla v tlačené výztuži	F _{SC} = A _{S2Z} *f _{yd} *10 ⁻³	=	0 kN	
Poloha neutrálné osy	x = (A _{S1} -A _{S2Z})*f _{yd} /(0,8*f _{bd} *b)	=	80 mm	
Maximální výška plochy tlačeního betonu	x _{max} = ξ _{bal,1} *d	=	342 mm	VYHOVUJE
Síla v tlačném betonu	F _c = 0,8*x*b*f _{db} *10 ⁻³	=	411 kN	
Rameno sil - beton	z _c = d - 0,5*0,8*x	=	510 mm	
Moment na mezi únosnosti	M _{Rd} = (F _c *z _c +F _{SC} *z _s)*10 ⁻³	=	210 kNm	VYHOVUJE

Posouzení smykové výztuže nosníku:

Návrhová posouvající síla	V_{ed}	=		=	118 kN
Maxim. posouv. síla bez vlivu smyk. výztuže	$V_{Rd,c}$	=	$\max[V_{Rd,c1}; V_{Rd,c2}]$	=	107 kN
NUTNO NAVRHNOUT SMYKOVOU VÝZTUŽ					
Navržená plocha třmínků	A_{sw1}	=	$n_w \cdot \pi \cdot (\varnothing_w/2)^2$	=	201 mm ²
Minimální % vyztužení třmínky	$\rho_{w,min}$	=	$(0,08 \cdot \sqrt{f_{ck}}) / f_{yk}$	=	0
Navržené % vyztužení třmínky	ρ_w	=	$A_{sw1} / b \cdot s_{w1}$	=	0,00112 VYHOVUJE
síla přenesená třmínky	$V_{RD,s1}$	=	$\min[V_{RD,s11}; V_{RD,s12}]$	=	334 kN
síla přenesená ohyby	$V_{RD,s2}$	=	$\min[V_{RD,s11}; V_{RD,s12}]$	=	0 kN
Celková síla přenesená výztuží	$V_{RD,s}$	=	$V_{RD,s1} + V_{RD,s2}$	=	334 kN
maximum přenesené betonem průřezu	$V_{RD,max}$	=	$v \cdot f_{cd} \cdot b \cdot z_w \cdot \coth \theta / (1 + \coth^2 \theta)$	=	606 kN
Posouvající síla na mezi únosnosti	V_{RD}	=	$\min[V_{RD,s}; V_{RD,max}]$	=	334 kN VYHOVUJE

Posouzení šířky trhlin nosníku:

napětí ve výztuži po vzniku trhliny	σ_s	=	$M_{ed} / (z \cdot A_{s1})$	=	216 Mpa
	w_1	=	$(k_3 \cdot c_1 + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \varnothing_1 / \rho_{p,eff}) / E_s$	=	0,0020
	w_2	=	$\sigma_s \cdot (k_1 \cdot f_{ct,eff} / \rho_{p,eff}) \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{p,eff})$	=	144,900
vypočtená šířka trhliny	w_k	=	$w_1 \cdot w_2$	=	0,29 mm
Mezní šířka trhliny	w_{lim}	=		=	0,30 VYHOVUJE

Přetvoření nosníku:

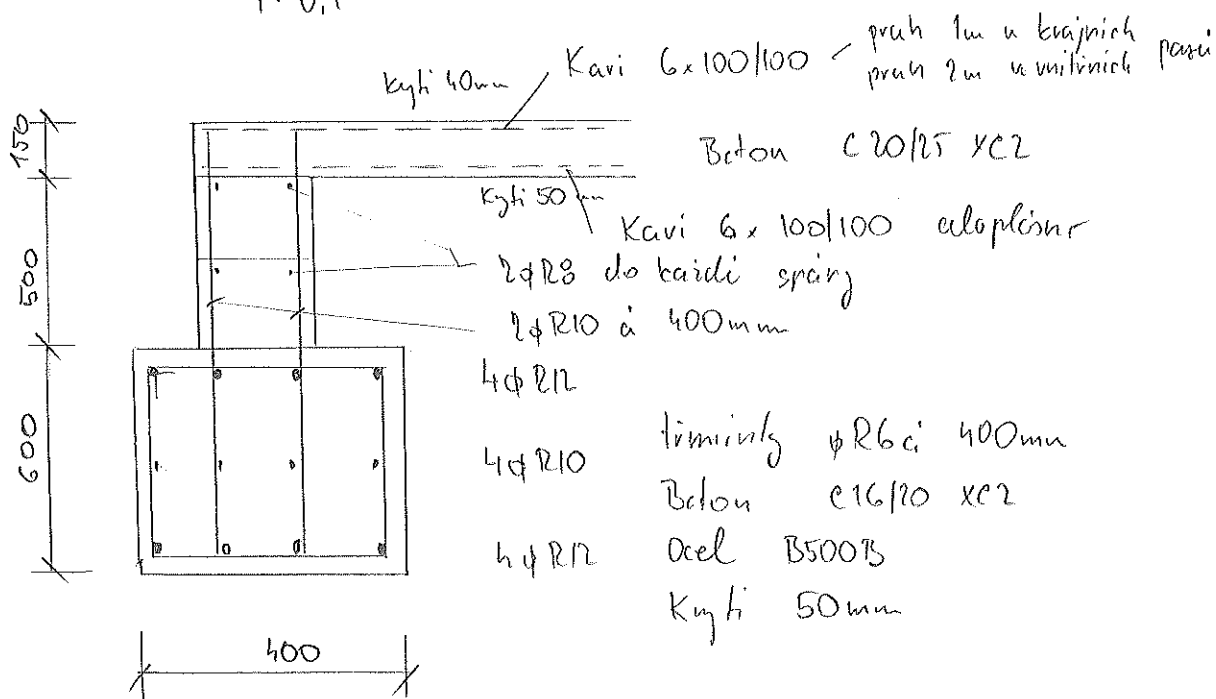
Průhyb od smršťování	f_{cs}	=	$0,1 \cdot (1/r)_{cs} \cdot l^2$	=	2,7 mm
Průhyb od kvazistálé kombinace	$f_{g,lt}$	=	$0,1 \cdot (1/r)_{g,lt} \cdot l^2$	=	5,7 mm
Průhyb od dlouhodobého zatížení celkem	f_{lt}	=	$f_{g,lt} \cdot f_{cs}$	=	8,4 mm
Mezní průhyb dlouhodobý-kvazistálá kombinace	$f_{lim'lt}$	=	$1 / 500$	=	10,5 mm VYHOVUJE
Krátkodobý průhyb od vlastní tíhy konstrukce	$f_{g,st1}$	=	$0,1 \cdot (1/r)_{g,st1} \cdot l^2$	=	2 mm
Průhyb od kvazistálé kombinace-bez vlastní tíhy konstrukce	$f_{g,lt-1}$	=	$f_{g,lt} - f_{g,st1}$	=	6 mm
Mezní průhyb dlouhodobý-kvazistálá kombinace po zabudování prvku	$f_{lim'll}$	=	$1 / 300$	=	18 mm VYHOVUJE
Průhyb krátkodobý - častá komb	$f_{st,1}$	=	$0,1 \cdot (1/r)_{1,st} \cdot l^2$	=	4 mm
Průhyb krátkodobý-charakteristická komb	$f_{st,2}$	=	$0,1 \cdot (1/r)_{2,st} \cdot l^2$	=	4 mm
Průhyb od charakt. zatížení celkem	f_{klt}	=	$f_{lt} \cdot f_{st,2}$	=	13 mm
Mezní průhyb krátkodobý (charakteristická kombinace)	$f_{lim'st}$	=	$1 / 150$	=	35 mm VYHOVUJE

beton třídy C16/20, cement třídy N, zatížení po 28 dnech – součinitel dotvarování $\Phi_c=2,5$
 smršťování proběhne v době 7 dnů, vlhkost 40% – součinitel dotvarování $\Phi_{cs}=3,2$

Základ u vnější stěny 25cm

Zatížení stěhou	$3,65 \cdot 7,66$	=	27,96 kN/m'
Věnce	$0,25 \cdot 0,25 \cdot 25 \cdot 1,35$	=	2,11 kN/m'
Stěna	$3,5 \cdot 3,43$	=	12,01 kN/m'
Podlaha	1.NP		11,56 kN/m'
Základový pas	$1,0 \cdot 0,4 \cdot 25 \cdot 1,35$	=	13,5 kN/m'
Odečet zeminy	$0,8 \cdot 0,4 \cdot 18 \cdot 0,9$	= -	5,18 kN/m'
			61,92 kN/m'

$$\sigma = \frac{61,9}{1 \cdot 0,4} = 154,75 \text{ kPa} < 300 \text{ kPa}$$

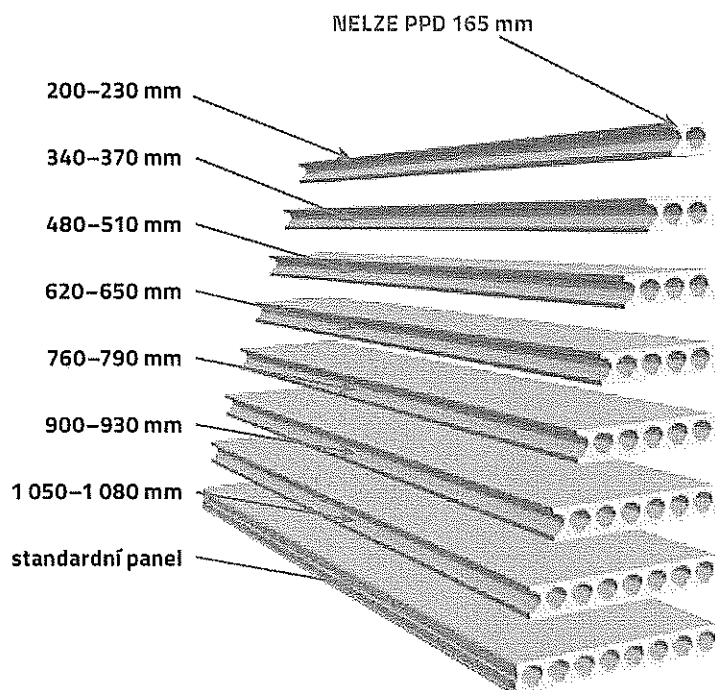


- u stěny 30cm bude pas šířky 60cm a u stěny betonová u vstupu bude pas 400/800 bez traverz ztraceného bednění

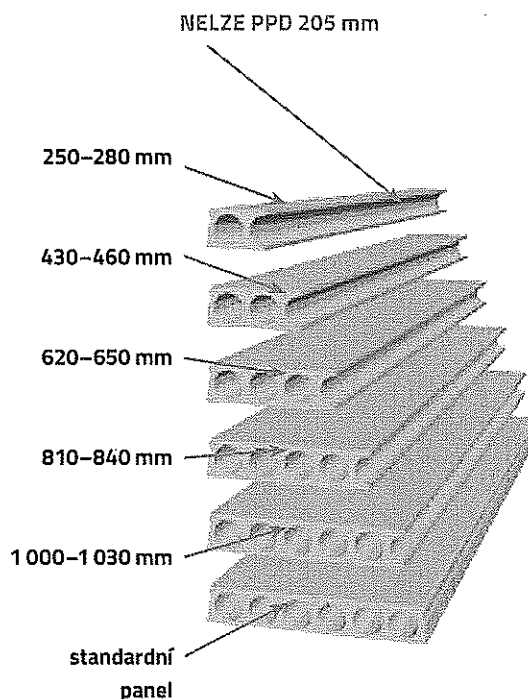
PODÉLNÉ ŘEZY

Dle požadavku projektu lze panely řezat v podélném i šikmém směru. V podélném směru musí být řez veden v rozmezí od

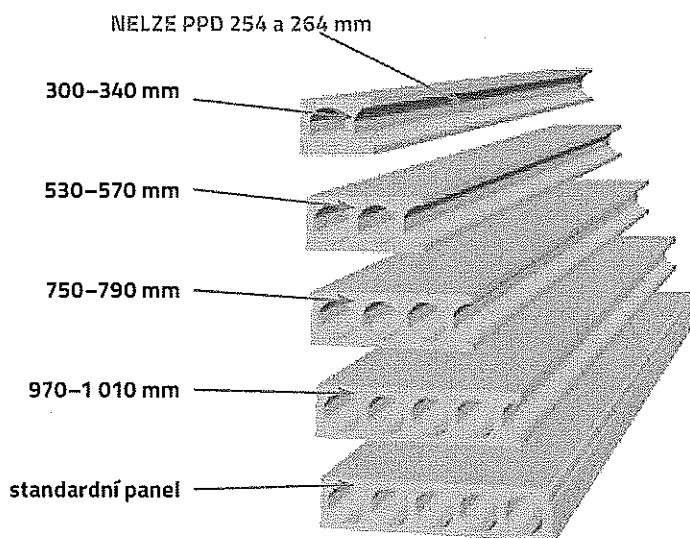
žebra do poloviny dutiny. Možné šířky podélných řezů jsou na následujících obrázcích.



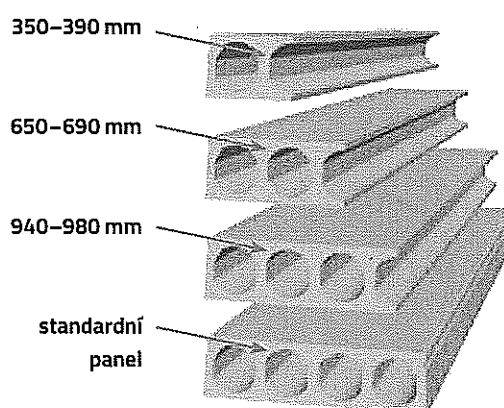
Obr. 11b: Panely SPIROLL výšky 160 mm



Obr. 11b1: Panely SPIROLL výšky 200 mm



Obr. 11b2: Panely SPIROLL výšky 250 a 265 mm



Obr. 11b3: Panely SPIROLL výšky 320 a 400 mm

STŘECHA - Panely SPIROLL (alternativa)

Zatížení	střecha + sněh a vítr	g_{sk}	g_{sk}
Uvažovaná	fotovoltaika	$2,92 \text{ kN/m}^2$	$4,02 \text{ kN/m}^2$
	balast	2720 kg	
	moduly	2400 kg	$\left. \begin{array}{l} 2720 \text{ kg} \\ 220 \text{ kg} \\ 100 \text{ kg} \end{array} \right\} 2920 \text{ kg}$
	nosná kce	220 kg	
		100 kg	
Plocha TVE	$2 \text{ m}^2 \cdot 9 = 18 \text{ m}^2$		

$$g_{sk,ve} = 15 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{celkem zatížení } g_{sk} = 4,43 \text{ kN/m}^2$$

U rozpětí do 6m s fotovoltaikou

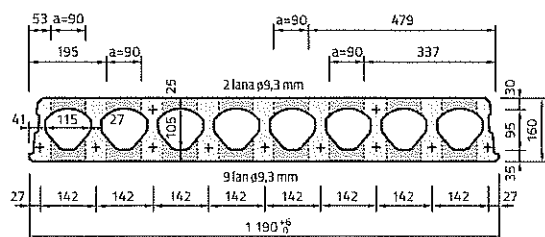
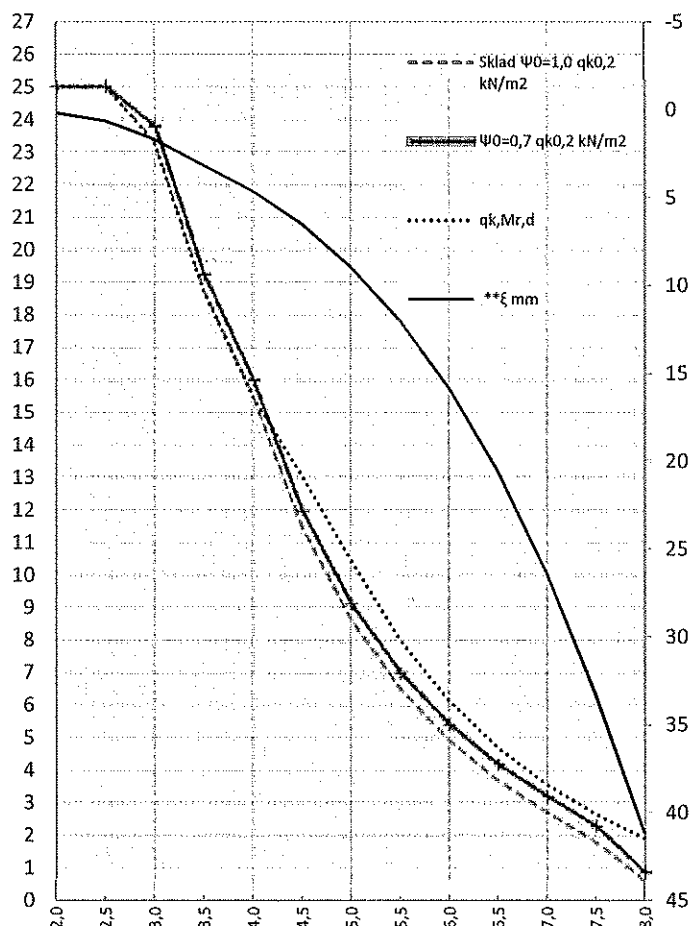
Návrhu panel	Goldbeck SPH 160 97	$g_{sk} = 560 \text{ W/m}^2 > g_{sk} = 4,43 \text{ kN/m}^2$
nebo	SPIROLL PPD 171	$g_{sk} = 5,17 \text{ kN/m}^2 > g_{sk} = 4,43 \text{ kN/m}^2$

U rozpětí do 4m s fotovoltaikou i bez

Návrhu panel	Goldbeck SPH 160 97	$g_{sk} = 15 \text{ kN/m}^2 > g_{sk} = 4,43 \text{ kN/m}^2$
nebo	SPIROLL PPD 167	$g_{sk} = 11 \text{ kN/m}^2 > g_{sk} = 4,43 \text{ kN/m}^2$

STATICKÝ VÝPOČET PPD 171 (LANA – DOLE: 9×9,3 + NAHOŘE: 2×9,3)

L [m]	Sklad $\Psi_0(1,0)$ $q_{k0,2}$ [kN/m ²]	$\Psi_0(0,7)$ $q_{k0,2}$ [kN/m ²]	$M_{r,dek}$ [kNm]	$M_{r,cr}$ [kNm]	$M_{r,0,2}$ [kNm]	$M_{r,d}$ [kNm]	$^{**}\xi$ [mm]	$^{*}V_{rdct1}$ [kN]
2,0	25,00	25,00	30,3	33,4	39,1	44,8	0,18	53,8
2,5	25,00	25,00	29,8	40,6	49,5	56,5	0,65	53,7
3,0	23,29	23,80	29,6	47,1	59,7	67,7	1,68	53,7
3,5	18,75	19,25	29,7	47,2	62,9	73,1	3,16	53,7
4,0	15,49	16,00	29,8	47,3	63,1	73,3	4,63	53,7
4,5	11,47	11,98	29,9	47,4	63,2	73,3	6,52	53,7
5,0	8,60	9,11	30,0	47,5	63,4	73,3	8,94	53,7
5,5	6,49	7,00	30,1	47,7	63,6	73,3	12,01	53,7
6,0	4,90	5,41	30,2	47,8	63,8	73,3	15,84	53,7
6,5	3,67	4,18	30,4	48,0	64,0	73,3	20,56	53,7
7,0	2,70	3,21	30,5	48,1	64,3	73,3	26,32	53,7
7,5	1,78	2,29	30,7	48,3	64,5	73,3	33,27	53,7
8,0	0,61	0,87	30,8	48,4	64,4	73,3	41,14	53,6



PPD 171

$$q_d(kN/m^2) = \gamma_G \cdot (g_0 + 1,5) + \Psi_0 \cdot \gamma_Q \cdot q_{k0,2}$$

$$q_d(kN/m^2) = \gamma_G \cdot \xi \cdot (g_0 + 1,5) + \gamma_Q \cdot q_{k0,2}$$

$\gamma_G(1,35)$ návrhový koeficient

$\xi(0,85)$ redukční součinitel

$g_0(kN/m^2)$ vlastní tíha

$\gamma_Q(1,50)$ návrhový koeficient

$1,5(kN/m^2)$ g_1 tíha úprav

$q_k(kN/m^2)$ charakteristické zatížení

$\Psi_0(1,0)$ sklady

$\Psi_0(0,7)$ ostatní

EC0 ČSN EN 1990 rovnice 6.10a 6.10b

EC2 ČSN EN 1992 -1-1 (CZ); ČSN EN 1168+A3

$M_{r,dek}(kNm/1,2m)$ moment na mezi

dekompresce XC2/XC3

$M_{r,cr}(kNm/1,2m)$ moment na mezi vzniku trhlin

$M_{r,0,2}(kNm/1,2m)$ moment na mezi šířky trhlin

$M_{r,d}(kNm/1,2m)$ moment na mezi únosnosti

$^{**}\xi$ [mm] průhyb

$^{*}V_{rdct1}(kN/1,2m)$ smyková únosnost

pro oblast bez trhlin

** Pro oblast s trhlínami se doporučuje redukovat smyk. únosnost na 80%*

*** Skutečné hodnoty se mohou lišit od zde odhadnutých hodnot, skutečný průhyb závisí od historie zatížení apod. (EC2 čl. 7.4.1)*

Obvykle s průhybem spirálů nebyvají žádné problémy.

Rozměry

výška/šířka/skladebné/uložení

160/1 190/1 200/150 mm

Krytí lan

dolní řada/střední/horní

30/-/25 mm

Hmotnosti

manipulační/se záhlvkou/zálivka

272/285/13 kg/mb

Beton

C45/55 XC1

45 MPa

REI Požární odolnost

45 minut

Ocel

f_{pk}/f_{pk} 0,1%

1 770/1 520 MPa

Vzduchová

neprůzvučnost

49 db

Tepelný odpor

0,17 m²K/W

Vážená, normalizovaná

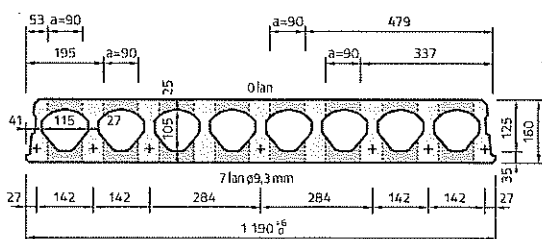
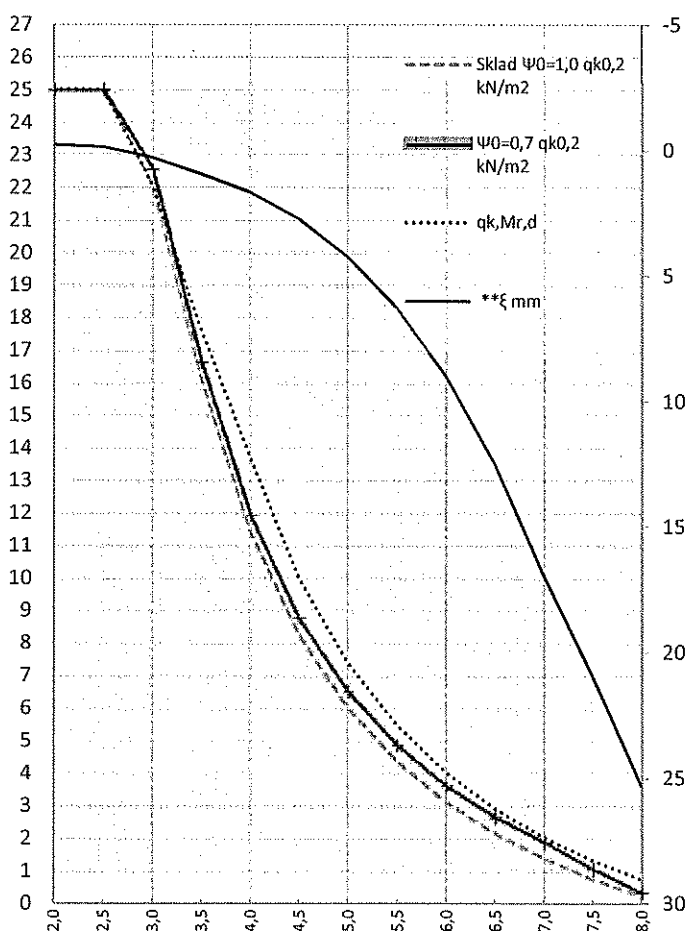
hladina kročejového

zvuku

85 db

STATICKÝ VÝPOČET PPD 167 (LANA – DOLE: 7×9,3 + NAHOŘE: 0)

L [m]	Sklad $\Psi_0(1,0)$ $q_k^{0,2}$ [kN/m ²]	$\Psi_0(0,7)$ $q_k^{0,2}$ [kN/m ²]	$M_{r,dek}$ [kNm]	$M_{r,cr}$ [kNm]	$M_{r^{0,2}}$ [kNm]	$M_{r,d}$ [kNm]	$**\xi$ [mm]	$*V_{rdct1}$ [kN]
2,0	25,00	25,00	23,7	32,2	30,4	34,4	-0,22	51,1
2,5	25,00	25,00	24,5	38,2	38,6	43,7	-0,12	51,1
3,0	22,06	22,56	24,4	41,8	46,8	52,9	0,29	51,1
3,5	16,15	16,66	24,4	41,9	49,3	57,1	0,95	51,1
4,0	11,44	11,95	24,5	41,9	49,4	57,1	1,67	51,1
4,5	8,26	8,76	24,6	42,0	49,6	57,1	2,74	51,1
5,0	6,01	6,51	24,7	42,1	49,7	57,1	4,24	51,1
5,5	4,36	4,87	24,8	42,2	49,9	57,1	6,29	51,1
6,0	3,11	3,62	24,8	42,3	50,0	57,1	9,00	51,1
6,5	2,15	2,66	25,0	42,4	50,2	57,1	12,51	51,1
7,0	1,39	1,90	25,1	42,5	50,4	57,1	16,96	51,1
7,5	0,75	1,07	25,2	42,6	50,1	57,1	20,95	51,1
8,0	0,24	0,34	25,3	42,8	50,2	57,1	25,31	51,1



PPD 167

$$q_d(kN/m^2) = \gamma_G \cdot (g_0 + 1,5) + \Psi_0 \cdot \gamma_Q \cdot q_{k0,2}$$

$$q_d(kN/m^2) = \gamma_G \cdot \xi \cdot (g_0 + 1,5) + \gamma_Q \cdot q_{k0,2}$$

$\gamma_G(1,35)$ návrhový koeficient

$\xi(0,85)$ redukční součinitel

$g_0(kN/m^2)$ vlastní tíha

$\gamma_Q(1,50)$ návrhový koeficient

$1,5(kN/m^2)$ g_1 tíha úprav

$q_k(kN/m^2)$ charakteristické zatížení

$\Psi_0(1,0)$ sklady

$\Psi_0(0,7)$ ostatní

ECO ČSN EN 1990 rovnice 6.10a 6.10b

EC2 ČSN EN 1992 -1-1 (CZ); ČSN EN 1168+A3

$M_{r,dek}(kNm/1,2m)$ moment na mezi

dekomprese XC2/XC3

$M_{r,cr}(kNm/1,2m)$ moment na mezi vzniku trhlin

$M_{r^{0,2}}(kNm/1,2m)$ moment na mezi šířky trhlin

$M_{r,d}(kNm/1,2m)$ moment na mezi únosnosti

$**\xi(mm)$ průhyb

$*V_{rdct1}(kNm/1,2m)$ smyková únosnost

pro oblast bez trhlin

* Pro oblast s trhlínami se doporučuje redukovat smyk. únosnost na 80%

** Skutečné hodnoty se mohou lišit od odhadnutých hodnot, skutečný průhyb závisí od historie zatížení apod. (EC2 čl. 7.4.1)

Obvykle s průhybem spirallů nebyvají žádné problémy.

Rozměry

výška/šířka/skladebně/uložení

160/1 190/1 200/150 mm

Krytí lan

dolní řada/střední/horní

30/-/- mm

Hmotnosti

manipulační/se záhlvkou/záhlvka

272/285/13 kg/mb

Beton

C45/55 XC1

45 MPa

REI Požární odolnost

45 minut

Ocel

f_{pk}/f_{pk} 0,1%

1 770/1 520 MPa

Vzduchová

neprůzvučnost

49 db

Tepelný odpor

0,17 m²K/W

Vážená, normalizovaná

hladina kročejového

zvuku

85 db

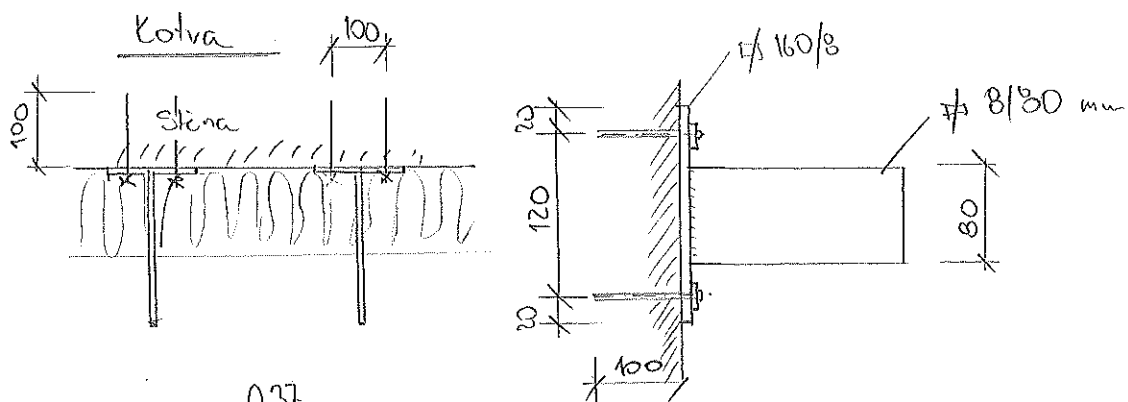
KOTVENÍ ŽEBŘÍKU

Hmotnost	0. K.	120 kg	$1,2 \cdot 1,35 =$	1,6 kN
Osoba		80 kg	$0,8 \cdot 1,5 =$	1,2 kN
$V_{ed} =$				2,8 kN

Vzdálenost sily od stěny 400 mm

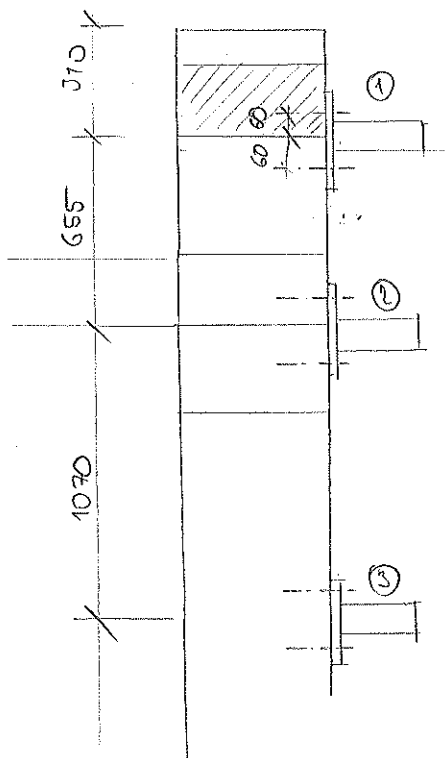
$$M_{ed} = 2,8 \cdot 0,4 = 1,12 \text{ kNm} / 3 = 0,37 \text{ kNm} / 1 \text{ kotvení}$$

$$V_{ed} = 2,8 / 3 = 0,93 \text{ kN} / 1 \text{ kotvení}$$



$$N_{de} = \frac{0,37}{0,14 \cdot 4} = 0,66 \text{ kN} < N_{ed} = 1,2 \text{ kN}$$

$$V_{ed} = 0,93 \text{ kN} < V_{ed} = 0,8 \cdot 4 = 3,2 \text{ kN}$$



Kotvení do atikového nince (2 konzoly)

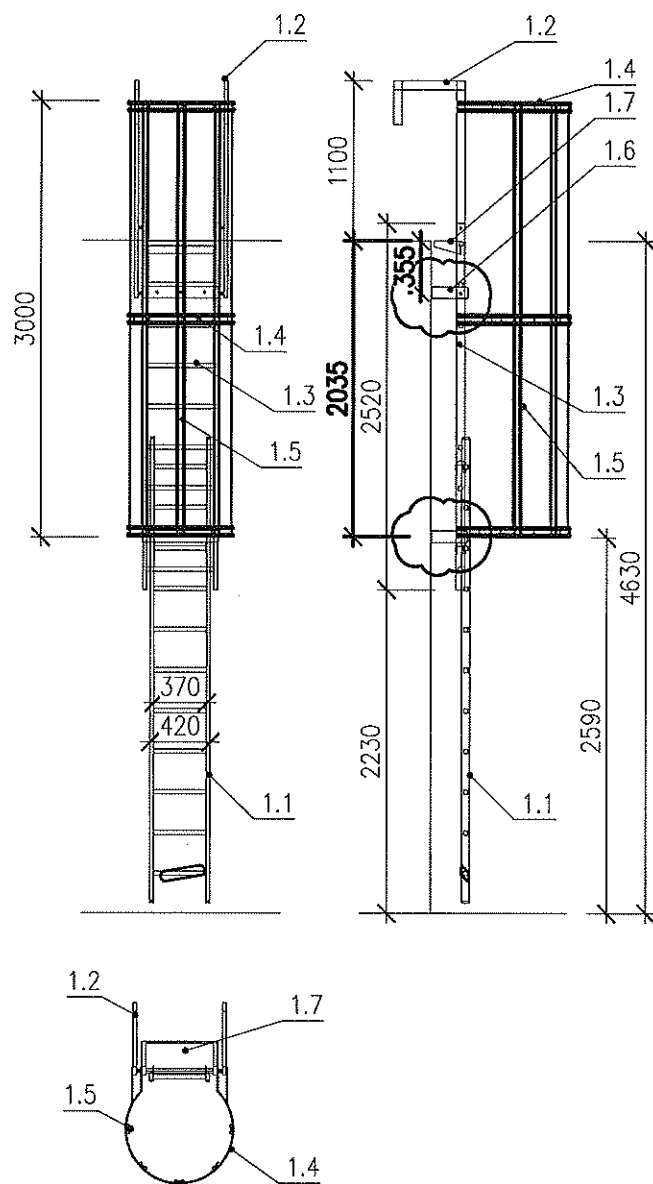
Na jednu konzolu atikan 4 kotvy

HILTI HIT-HY 170 + šroub HIT-V/HAS-V; 5,8

Kotvení do nince v úrovni stropu (2 konzoly)

Hloubka kotvení 100 mm

Kotvení do zdiva (2 konzoly)



Údržbový žebřík pro budovy
dle ČSN 74 3282 Pevné kovové žebříky
pro stavby
přímý výstup
výška výstupu: 4,63 m
odstup od zdi (s izolací): 200 mm
odstup od zdi (bez izolace): 400 mm
materiál: pozink. ocel, RAL 9006
ochrana před pádem: koš zádové ochrany
vstup/výstup nahore: výstupový profil zahnutý
výstupový schod: 150 mm, pozink. ocel
bezpečnostní závora: ve formě držáku
zabezpečení vstupu dole: nástupní žebřík
celk. hmotnost: 118,2 kg

Pozice:

1.1 Nástupní žebřík, hliník, světlá šířka
370 mm, vnější š. 420 mm, užitná délka ocel
2400 mm, 4 háky a lanový zámeček, vhodné
pro výstup. žebříky se světlou šířkou
470 mm, profil 60x25 mm, ALU natur

1.2 Výstupový profil, zahnutý, pozink. ocel,
profily 60x25 mm, výška 1,1 m nad výstupem,
stranové upevnění na profilech výstupového
žebříku, 2 ks

1.3 Výstupový žebřík 2,52 m, pozink. ocel,
vnější šířka žebříku 520 mm, přírde
30x30x470 mm, profily 60x25 mm, rozteč
přířdí 280 mm

1.4 Oblouk zádové ochrany průměr 700 mm,
pozink. ocel, 3 ks

1.5 Pásovina zádové ochrany, 1500 mm,
pozink. oce, 10 ks

1.6 Kotva přestavitelná 400–600 mm, pozink.
ocel, vč. příčného ztužení a oboustranných
vzpěr, 2 ks

1.7 Výstupový schod 150 mm, pozink. ocel,
slouží k rozšíření horní přírde

CELKEM
(KS)

1